

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

ÉRIC PIANIZOLLI FLÔR
FABIANA LUVIZOTTO DO AMARAL

DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS METÁLICAS
PROTENDIDAS

CURITIBA

2013

ÉRIC PIANIZOLLI FLÔR
FABIANA LUVIZOTTO DO AMARAL

DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS METÁLICAS
PROTENDIDAS

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à disciplina TC082 – Trabalho Final de Curso em Engenharia de Construção Civil II, como requisito parcial à conclusão do Curso de Engenharia Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Marco André Argenta

CURITIBA
2013

Dedicamos este trabalho a DEUS, primeiramente, por ter nos dado força durante esses cinco anos de curso, independente dos percalços. Por ter nos encaminhado para uma área que tanto nos realiza.

Aos nossos pais, JOSÉ LUIZ FLÔR e REGINA PIANIZOLLI FLÔR e JOÃO F. LACERDA DO AMARAL e MÍRIAM R. LUVIZOTTO DO AMARAL. Pelo amor e dedicação e pela proporção da oportunidade de um futuro promissor.

Agradecemos ao nosso professor orientador Marco Argenta, pela confiança, motivação e auxílio, tanto em arcabouço técnico quanto na escolha do tópico em abordagem. Aos professores do curso de Engenharia Civil, pelo conhecimento passado nas disciplinas. Aos colegas de curso, pelo apoio e companheirismo.

À amizade entre os autores.

“O princípio da sabedoria é adquirir a sabedoria.”

Provérbios 4:7

RESUMO

A protensão consiste na introdução de tensões na seção transversal a fim de aumentar a robustez da estrutura. Dessa maneira, apresenta-se como uma alternativa para o aumento da capacidade resistente das peças estruturais. Como benefício desse procedimento, pode-se obter uma racionalização de recursos no processo produtivo das estruturas metálicas e essa economia decorre da redução da seção das peças metálicas. No Brasil, a protensão é bastante comum em estruturas de concreto armado, embora não seja usual em estruturas metálicas. A baixa difusão nessa modalidade de estrutura ocorre em muitas ocasiões porque essa tecnologia ainda consiste em algo desconhecido para muitos profissionais de engenharia. Além desse aspecto mencionado, os principais usos da protensão verificam-se no reforço de estruturas metálicas já existentes e também no aumento da capacidade de peças robustas, a exemplo de elementos de pontes. Para a elaboração do presente trabalho, utilizou-se como metodologia uma análise teórica, por meio de estudos de conceitos dos itens relacionados à protensão em peças metálicas protendidas. Dentre as conceituações mais relevantes, destacam-se desviadores, ancoragens, traçado dos cabos, perdas, particularidades quanto a treliças e ações construtivas. Considerando essas ideias, faz-se necessário também compreender que o dimensionamento consiste basicamente na análise sobre os estados limites último e de serviço, sendo esse primordial em muitos casos, pois o critério preponderante dessas peças pode se traduzir na deformação. Por sua vez, o estado limite último serve como verificação. Por fim, convém considerar as instabilidades características das estruturas metálicas, principalmente quanto às tensões de compressão, pois existem e podem reduzir a capacidade resistente da peça.

Palavras-chave: Estruturas metálicas protendidas. Dimensionamento. Resistencia. Instabilidade.

ABSTRACT

Prestressing is the introduction of stresses in the cross section in order to increase the robustness of the structure. Therefore, this concept is presented as an alternative to increase the bearing capacity of structural material. As a benefit of this procedure, one can obtain not only rationalization of resources in the production process of steel structures but also the savings due to the reduction of metal parts sections. In practice, in Brazil, the prestressing is quite common in reinforced concrete structures, although its effective utilization has not been widespread in metal structures. That occurs on many occasions because this technology is still configured as something unknown to many professionals in engineering area. Besides this aspects mentioned, the main uses of prestressing was found in the strengthening of operant steel structures and also in increasing the capacity of robust parts, like in bridge elements. For the preparation of this work, a theoretical analysis was used as methodology, through studies of concepts of items related to prestressed metal parts. Among the most relevant concepts, stand out diverters, anchorages, route the cables, losses of prestress, particularities regarding trusses and constructive actions. Considering these ideas, it is also necessary to understand that the design is basically the analysis of ultimate and serviceability limit states design. The serviceability limit state design is the key because the preponderant criterion of these pieces is reflected in the deformation. In turn, the ultimate limit state design serves as verification. Finally, it is worth considering the instability characteristic of metal structures, particularly with regard to compressive stress. These instabilities are often common to happen and can reduce the bearing capacity of the piece.

Keywords: Prestressed steel structures. Design. Resistance. Instability.

RÉSUMÉ

La précontrainte est l'introduction de contraintes dans la section transversale afin d'augmenter sa robustesse. Elle est présentée comme une alternative pour augmenter la capacité portante des pièces structurales. L'avantage de cette procédure c'est que l'on peut obtenir une réduction des matières utilisées dans la production des structures en acier et donc une diminution du coût de la structure. Dans la pratique, au Brésil, la précontrainte est assez fréquente pour les structures en béton, bien que son utilisation n'est pas été généralisée dans les structures en acier. Cela s'explique car cette technologie n'est encore connue que par peu de professionnels de l'ingénierie. Outre les aspects déjà mentionnés, les principales utilisations de la précontrainte se font dans le renforcement des structures métalliques existantes mais aussi pour l'augmentation de la capacité des parties solides, comme celles des éléments de ponts. Pour la préparation de ce recherche, la méthode d'analyse théorique a été l'études de concepts d'objets liés à la précontrainte des pièces métalliques. Parmi les concepts les plus pertinents ressortent les desviateurs, les ancrages, le traçage des câbles, les pertes, les caractéristiques des treillis et les actions constructives. Compte tenu de ces idées, il est également nécessaire de comprendre que la conception passe essentiellement par l'analyse de l'états limite en service et ultime. La conception de l'état limite en service est la clé car c'est le critère prépondérant qui permet de mettre en évidence la déformation des pièces. En revanche, l'état limite ultime sert de vérification. Enfin, il est utile d'examiner les caractéristiques de l'instabilité des structures métalliques, en particulier en ce qui concerne la contrainte de compression, car ces instabilités se produisent et peuvent réduire la capacité portante de la pièce.

Mots-clés: Structures en acier précontraintes. Dimensionnement. Résistance. Instabilité.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1-1- VIGA METÁLICA PROTENDIDA PARA ENSAIO	20
FIGURA 1-2 - ESQUEMA DAS TENSÕES NA VIGA DEVIDO À PROTENSÃO E AO CARREGAMENTO	22
FIGURA 1-3 - ARMADURAS DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO ...	23
FIGURA 2-1 – ESQUEMA DA VIGA PROTENDIDA ANALISADA.....	30
FIGURA 2-2 – TENSÕES NA VIGA DEVIDAS À PROTENSÃO.....	31
FIGURA 2-3 - VISTA LONGITUDINAL DE SEÇÃO METÁLICA COM INDICAÇÃO DE ESPAÇAMENTO ENTRE ENRIJECEDORES.....	35
FIGURA 2-4 - PRINCIPAIS TRAÇADOS DE CABOS NAS VIGAS METÁLICAS	40
FIGURA 2-5 – ESQUEMA DE TENSÕES IDEAL NAS FIBRAS DA SEÇÃO METÁLICA	43
FIGURA 2-6 – ESQUEMA DE TENSÕES EM VIGAS COM DUPLA SIMETRIA	44
FIGURA 2-7 - ESQUEMA DE TENSÕES EM VIGAS MONOSSIMÉTRICAS ..	44
FIGURA 2-8 – PRINCIPAIS PARÂMETROS GEOMÉTRICOS.....	45
FIGURA 2-9 - ESQUEMA DE VIGAS COM 2, 5 E 11 DESVIADORES	46
FIGURA 2-10 – CONFIGURAÇÃO DEFORMADA DOS CABOS DE PROTENSÃO APÓS TENSIONAMENTO a) T2 E b) T11	48
FIGURA 2-11 - ESQUEMA DE DESVIADORES.....	49
FIGURA 2-12 – DETALHE DE DESVIADOR COM 3 CABOS DE PROTENSÃO	51
FIGURA 2-13 - EXEMPLO DE DESVIADOR SOB A MESA INFERIOR	52
FIGURA 2-14 - ESQUEMA DE PERDAS NOS DESVIADORES	53
FIGURA 2-15 - ESQUEMA DE FORÇAS DAS PERDAS NOS DESVIADORES	54
FIGURA 2-16 - DETALHE DAS ANCORAGENS EM UMA VIGA METÁLICA PROTENDIDA.....	56
FIGURA 2-17 - ANCORAGENS SOB A MESA INFERIOR.....	57
FIGURA 2-18 - ESQUEMA E ESPAÇAMENTO DE ANCORAGENS	58

FIGURA 2-19 - DETALHE DAS ANCORAGENS	59
FIGURA 2-20 - ESQUEMA DE FUNCIONAMENTO DAS ANCORAGENS	60
FIGURA 2-21 - DETALHE DO APOIO DA VIGA DOS ENSAIOS DE NUNZIATA, CONFIGURANDO RÓTULA NO APOIO.....	67
FIGURA 2-22 - FORMAÇÃO DO MOMENTO DE PROTENSÃO NA VIGA CONTÍNUA.....	69
FIGURA 2-23 - CARGAS EQUIVALENTES DO MOMENTO DE PROTENSÃO	70
FIGURA 2-24 – ALTERNATIVA PARA ANCORAGEM	72
FIGURA 2-25 – PRINCIPAIS PARÂMETROS GEOMÉTRICOS EM VIGAS CONTÍNUAS	73
FIGURA 2-26 – HIPÓTESES DE CARREGAMENTO EM UMA VIGA CONTÍNUA DE 4 TRAMOS	73
FIGURA 2-27 - DIFERENTES TRELIÇAS COM CABOS TOTAIS OU PARCIAIS.....	76
FIGURA 2-28 - CABOS POSICIONADOS FORA DA TRELIÇA	76
FIGURA 2-29- TRAÇADO DOS CABOS EM TRELIÇAS EM FORMA DE ARCO	77
FIGURA 2-30 - TRAÇADO DOS CABOS EM TRELIÇAS CONTÍNUAS.....	77
FIGURA 2-31 - CARREGAMENTO DA VIGA DO ENSAIO DE NUNZIATA (1999).....	82
FIGURA 2-32 - VIGA DE NUNZIATA (1999) CARREGADA PARA ENSAIO ...	83
FIGURA 3-1 - ESQUEMA DAS TENSÕES NA VIGA DEVIDO À: a) PROTENSÃO b) CARGA c) SOBRECARGA d) TOTAL	90
FIGURA 3-2 – FUSO LIMITE	100
FIGURA 3-3 – TENSÕES DE CISALHAMENTO NA SEÇÃO	117
FIGURA 3-4 - DESLOCAMENTOS DEVIDOS À FLEXOCOMPRESSÃO	121
FIGURA 4-1 – ESQUEMA DA VIGA BI-APOIADA COM CABO DE PROTENSÃO E TRAVAMENOS	124
FIGURA 4-2 – PARÂMETROS GEOMÉTRICOS DE UM PERFIL METÁLICO SOLDADO.....	127
FIGURA 4-3 – PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO.....	128
FIGURA 4-4 – ESQUEMA DA VIGA CONTÍNUA.....	151

FIGURA 4-5 – ENVOLTÓRIA DE MOMENTOS FLETORES.....	152
FIGURA 4-6 – ENVOLTÓRIA DE FORÇAS CORTANTES.....	153
FIGURA 4-7 – PERFIL METÁLICO PARA VIGA CONTÍNUA.....	153
FIGURA 4-8 – PERFIL W610X101	155
FIGURA 4-9 – ESQUEMA DE CARGAS EQUIVALENTES	156
FIGURA 4-10 – EXCENTRICIDADE DOS DESVIADORES.....	157
FIGURA 4-11 – DIMENSÕES DA TRELIÇA	169
FIGURA 4-12 – CARREGAMENTO SOLICITANTE DA TRELIÇA.....	170
FIGURA 4-13 - CONFIGURAÇÃO DA TRELIÇA - HIPÓTESE 1	170
FIGURA 4-14 - CONFIGURAÇÃO DA TRELIÇA - HIPÓTESE 2.....	170
FIGURA 4-15 - CONFIGURAÇÃO DA TRELIÇA - HIPÓTESE 3.....	171
FIGURA 4-16 - CONFIGURAÇÃO DA TRELIÇA - HIPÓTESE 4.....	171
FIGURA 4-17 - CONFIGURAÇÃO DA TRELIÇA - HIPÓTESE 5.....	171
FIGURA 4-18 - CONFIGURAÇÃO DA TRELIÇA - HIPÓTESE 6.....	172
FIGURA 4-19 – NUMERAÇÃO DAS BARRAS	172

LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO 2.1 – DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO EM VIGAS COM 2, 5 E 11 DESVIADORES	48
GRÁFICO 2.2 - RELAXAÇÃO DO CABO	63
GRÁFICO 3.1 – DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO	91
GRÁFICO 3.2 - GRÁFICO TENSÃO-DEFORMAÇÃO PARA DIFERENTES TIPOS DE AÇO	92

LISTA DE TABELAS

TABELA 2-1 - ECONOMIA DE ESTRUTURAS METÁLICAS PROTENDIDAS	29
TABELA 2-2 - PRINCIPAIS CONFIGURAÇÕES DE DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLETORES	39
TABELA 2-3 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES EM FUNÇÃO DO TRAÇADO E DO CARREGAMENTO	41
TABELA 3-1 - FLECHAS PARA CARGAS PONTUAL, DISTRIBUÍDA E MOMENTO APLICADO	93
TABELA 3-2 – INTERVALO ADMISSÍVEL PARA A FORÇA DE PROTENSÃO DE ACORDO COM AS FLECHAS	96
TABELA 3-3 – SITUAÇÃO EM VAZIO: TENSÕES NA FIBRA SUPERIOR E INFERIOR	97
TABELA 3-4 - COM TODOS OS CARREGAMENTOS: TENSÕES NA FIBRA SUPERIOR E INFERIOR	99
TABELA 3-5 - PROPRIEDADES DOS CABOS DE PROTENSÃO	108
TABELA 3-6 - COEFICIENTE γ_{a1}	114
TABELA 4-1 – INTERVALO DE PROTENSÃO	131
TABELA 4-2 – INTERVALO PARA ATENDIMENTO DA FLECHA MÁXIMA .	132
TABELA 4-3 – RESUMO DAS SOLICITAÇÕES E RESISTÊNCIAS	139
TABELA 4-4 – DETERMINAÇÃO DO FATOR DA FLEXOCOMPRESSÃO PARA DIVERSAS CARGAS DE PRTENSÃO	141
TABELA 4-5 – INTERVALO DE PROTENSÃO PARA ATENDIMENTO DA FLECHA MÁXIMA	141
TABELA 4-6 – FATOR DA FLEXOCOMPRESSÃO PARA DIVERSAS CARGAS DE PROTENSÃO E EXCENTRICIDADES	142
TABELA 4-7 – NOVO INTERVALO DE PROTENSÃO	143
TABELA 4-8 – RESUMO DAS SOLICITAÇÕES E RESISTÊNCIAS	148
TABELA 4-9 – VERIFICAÇÃO DA FLEXOCOMPRESSÃO	149
TABELA 4-10 – PROPRIEDADES DAS CORDOALHAS DE PROTENSÃO .	149
TABELA 4-11 – RESUMO DA ENVOLTÓRIA DE MOMENTOS FLETORES	152
TABELA 4-12 – CARGAS EQUIVALENTES	157

TABELA 4-13 – INTERVALO PARA A CARGA DE PROTENSÃO	160
TABELA 4-14 – RESUMO DAS SOLICITAÇÕES E RESISTÊNCIAS	166
TABELA 4-15 – FUSO LIMITE DA VIGA HIPERESTÁTICA.....	168
TABELA 4-16 – COMPARAÇÃO ENTRE AS 6 HIPÓTESES NO CASO P=50 KN	173
TABELA 4-17 – COMPARAÇÃO ENTRE AS 3 CARGAS DE PROTENSÃO	175

LISTA DE SÍMBOLOS

σ_{VD}	Tensão solicitante ao cisalhamento
σ_{all}	Tensão admissível
σ_m	Tensão de compressão na peça
σ_s, σ_I	Tensão na fibra superior ou inferior da seção
τ_{max}	Tensão cisalhante
δ	Deslocamento
δ_T	Flecha total efetiva
δ_{fuso}	Excentricidade do fuso
$\bar{\delta}$	Flecha máxima permitida por norma
χ	Coeficiente redutor que considera o efeito da instabilidade global
λ_o	Índice de esbeltez reduzido
Δp	Perda de protensão
Δp_1	Perda de protensão devido à ancoragem
Δp_2	Perda por deformação instantânea dos cabos
Δp_3	Perda por relaxação dos cabos
ΔX	Aumento da força de protensão devido ao carregamento externo
f_{VD}	Tensão resistente do aço ao cisalhamento
ΔT	Força de Atrito do contato entre o cabo e o desviador
A	Área da seção transversal do perfil
A_c	Área total da armadura ativa
A_e	Área líquida da seção transversal da barra
A_{fg}	Área bruta da mesa tracionada
A_{fn}	Área líquida da mesa tracionada
A_g	Área bruta da seção transversal da barra
A_n	Área líquida da barra
A_{nom}	Área nominal
A_i	Área da seção transversal da barra
A_t	Área da seção transversal do cabo
C_t	Coeficiente de redução da área líquida

d	Altura total da seção transversal
e	Excentricidade do cabo;
E	Módulo de elasticidade do aço
$e(y)$	Excentricidade genérica
EA_i	Rigidez da barra
E_c	Módulo de elasticidade do cabo
$e_i(y)$	Excentricidade de cada cabo
E_t	Módulo de elasticidade do cabo
F	Reação do desviador ao cabo de protensão
f_d	Tensão de cálculo escoamento do aço
F_d	Carga ou efeito de projeto
$F_{i,q}$	Força na barra devido a carregamento externo
$F_{i,v=1}$	Força unitária de projeto na barra
$F_{i,x}$	Força devido à força de protensão X
$F_{i,x=1}$	Força na barra devido à força de protensão unitária
f_{pyd}	Tensão resistente de cálculo
f_{pyk}	Tensão resistente característica do aço de protensão
F_{RD}	Força resistente de cálculo
F_{ri}	Força resistente da treliça
f_t	Tensão máxima no cabo
f_u	Tensão de ruptura do aço
f_y	Tensão de escoamento do aço
G	Carga ou efeito permanente
h	Altura da alma
I	Momento de inércia da seção
I_x	Momento de inércia em torno do eixo de flexão x
I_y	Momento de inércia em torno do eixo de flexão y
KL	Comprimento de flambagem do eixo em questão
L	Comprimento do vão
L_f	Comprimento destravado
L_i	Comprimento destravado da barra
L_t	Comprimento do cabo
M	Momento causado pela força de protensão

M_{hip}	Momento hiperestático de protensão
M_{min}	Momento devido ao peso próprio
M_{rd}	Momento fletor resistente de cálculo
M_{sd}	Momento fletor solicitante de cálculo
M_{T}	Momento fletor devido ao carregamento externo total
M_{ox}	Momento resultante pela atuação de carregamento lateral;
M_{u}	Momento último na ausência de carga axial
n	Número de cabos
N_{e}	Força axial de compressão elástica, calculada para os eixos X e Y
N_{i}	Força de protensão em cada cabo
$N_{\text{c,Rd}}$	Força axial de compressão resistente de cálculo
$N_{\text{c,Sd}}$	Força axial de compressão solicitante de cálculo
$N_{\text{t,Rd}}$	Força axial de tração resistente de cálculo
$N_{\text{t,Sd}}$	Força axial de tração solicitante de cálculo
P	Força de protensão
P_{max}	Força de protensão máxima resistente de cálculo
$P_{\delta\text{max}}$	Momento produzido pela carga P
P_{e}	Carga crítica de flambagem de Euler
P_{u}	Carga última para uma coluna com carga centrada para flambagem no plano de aplicação do momento
Q	Coefficiente redutor que considera o efeito da instabilidade localizada da sua seção transversal
Q_{p}	Peso da estrutura metálica
Q_1	Carga ou efeito acidental principal
Q_i	Carga ou efeito acidental secundário
$S_{i,i}$	Força devido à força de protensão unitária
$S_{i,x}$	Força devido à força de protensão X
t_{f}	Espessura da mesa
t_{w}	Espessura da alma
V_{pl}	Força cortante correspondente à plastificação da alma
V_{rd}	Cortante resistente de cálculo
V_{sd}	Cortante solicitante de cálculo

W	Módulo de resistência elástico mínimo da seção com relação ao eixo de flexão
W_f	Coeficiente de flambagem
W_i	Módulo de resistência da fibra inferior
W_s	Módulo de resistência da fibra superior
W_t	Módulo de resistência elástico do lado tracionado da seção, relativo ao eixo da seção
y	Distância do centro de gravidade às fibras superior e inferior
α	Relação entre o módulo de elasticidade da viga e da armadura ativa;
γ	Peso específico do metal
ψ_0	Coeficiente redutor das cargas ou efeitos acidentais secundários.
Φ	Coeficiente de segurança para a resistência à compressão, igual a 0,85
Φ_b	Coeficiente de segurança para a resistência à flexão, igual a 0,9
β	Coeficiente de perda de protensão
ψ_0	0,7
γ_P	Coeficiente ponderador da força de protensão
γ_G	Coeficiente ponderador das cargas permanentes
γ_Q	Coeficiente ponderador das cargas acidentais
γ_{a1}	1,10
γ_s	1,15
γ_{a2}	1,35

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	20
1.1 GENERALIDADES	20
1.1.1 Estruturas Metálicas	21
1.1.2 Protensão externa.....	21
1.1.3 Estruturas metálicas protendidas	24
1.2 OBJETIVO	25
1.3 JUSTIFICATIVA.....	25
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	27
2.1 INTRODUÇÃO.....	27
2.2 VANTAGENS E DESVANTAGENS DO USO DE PEÇAS METÁLICAS PROTENDIDAS.....	27
2.2.1 Vantagens.....	27
2.2.2 Desvantagens	33
2.3 TRAÇADO DOS CABOS	37
2.4 ESCOLHA DA SEÇÃO	42
2.5 DESVIADORES.....	45
2.5.1 Determinação do número de desviadores.....	46
2.5.2 Alternativas para o posicionamento de desviadores e dimensionamento.....	49
2.5.3 Perdas de protensão por atrito nos desviadores	52
2.6 ANCORAGENS	55
2.7 PERDAS DE PROTENSÃO	60
2.7.1 Perdas por acomodação das ancoragens.....	61
2.7.2 Perdas por deformação instantânea da viga metálica	61
2.7.3 Perdas por relaxação dos cabos.....	62
2.7.4 Perdas por atrito nos desviadores.....	64
2.7.5 Perdas totais.....	64
2.8 VIGAS HIPERESTÁTICAS	66

2.8.1 Cálculo de vigas contínuas protendidas	72
2.9 TRELIÇAS	75
2.9.1 Traçado dos cabos	75
2.9.2 Equações de Dimensionamento para treliças bi-apoiadas	77
2.9.3 Cálculo da flecha	80
2.9.4 Considerações construtivas	80
2.10 AÇÕES CONTRUTIVAS	81
3 DIMENSIONAMENTO	84
3.1 MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES	84
3.2 ESTADOS LIMITES NO DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS METÁLICAS	88
3.3 ANÁLISE ESTÁTICA DA SEÇÃO	90
3.4 DIMENSIONAMENTO NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	92
3.4.1 Análise da Flecha	93
3.4.2 Análise da tensão admissível	96
3.4.2 Análise da tensão admissível	96
3.4.3 Perdas de protensão	101
3.4.4 Procedimento de cálculo sintético no ELS	102
3.5 VERIFICAÇÃO NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO	103
3.5.1 Dimensionamento de peças metálicas à tração	104
3.5.2 Dimensionamento de peças metálicas à compressão centrada	108
3.5.3 Dimensionamento de peças metálicas à flexão	111
3.5.4 Dimensionamento das peças metálicas ao cisalhamento	116
3.5.5 Dimensionamento das peças metálicas à flexocompressão	120
4 EXEMPLOS PRÁTICOS	124
4.1 EXEMPLO 01 - VIGA BIAPOIADA	124
4.1.1 Carregamentos e esforços atuantes	125
4.1.2 Pré-dimensionamento	125
4.1.3 Escolha do perfil	126

4.1.4 Dimensionamento da Força de protensão - ELS.....	129
4.1.5 Verificação da resistência da peça - ELU.....	134
4.1.6 Determinação da nova peça	142
4.1.7 Determinação dos cabos e cordoalhas	149
4.2 EXEMPLO 02 - VIGA CONTÍNUA	151
4.2.1 Carregamentos e esforços atuantes	151
4.2.2 Pré-dimensionamento da seção.....	153
4.2.3 Dimensionamento da Força de protensão - ELS.....	155
4.2.4 Verificação da resistência da peça – ELU.....	160
4.2.5 Determinação dos cabos e cordoalhas	167
4.2.6 Verificação do traçado do cabo no fuso limite	168
4.3 EXEMPLO 3 – TRELIÇA.....	169
4.3.1 Comprimento dos cabos	169
4.3.2 Força de protensão.....	175
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	178
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	180
ANEXOS	183

1 INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

Segundo Troitsky (1990), a protensão é a introdução e distribuição de tensões bem definidas em membros da seção transversal para aumentar a robustez da estrutura. Este método pode configurar um uso mais econômico do material.

As estruturas metálicas protendidas partem da união de duas alternativas estruturais comuns a solicitações não convencionais, tais como cargas e vãos elevados. Em primeira ordem, a alternativa da estrutura metálica, caracterizada principalmente pela alta resistência mecânica do material junto às instabilidades características das peças reduzidas. Junto às estruturas metálicas, existem os conceitos de protensão das peças estruturais, que aumentam, em primeira análise, a capacidade resistente da estrutura em estudo.



FIGURA 1-1- VIGA METÁLICA PROTENDIDA PARA ENSAIO
FONTE: NUNZIATA (1999, p. 7)

1.1.1 Estruturas Metálicas

As estruturas de concreto armado consistem nas mais utilizadas na indústria da construção civil no Brasil. Entretanto, segundo o Instituto Aço Brasil (IABr) (2013), a construção civil corresponde a um dos principais consumidores de aço no país e a produção brasileira de aço deverá crescer 5,8% em 2013 na comparação com o ano anterior. Esta estimativa de crescimento constitui um dos sinais da crescente utilização das estruturas de aço no país. Além disso, ressalta-se o grande número de trabalhos científicos sobre o tema desenvolvidos na atualidade. (REZENDE, 2004).

Devido ao processo industrializado, as estruturas metálicas possuem execução mais rápida, com racionalização de materiais e mão de obra, o que culmina em canteiros de obra mais limpos e organizados. As peças apresentam peso e tamanho reduzidos, o que resulta em maior flexibilidade arquitetônica e redução das cargas na fundação. Dessa forma, facilita-se a realização de eventuais adaptações e reformas. Sob outra perspectiva, verifica-se que aço é um material reciclável e pode ser reutilizado para outras funções após a função estrutural. (CAIRES, 2007).

1.1.2 Protensão externa

A protensão corresponde a um processo de introdução prévia de tensões e pode ser utilizada em diversos materiais para gerar um aumento da capacidade resistente nas peças estruturais. Essas tensões são opostas àquelas que serão originadas pelo carregamento da estrutura. Sendo assim, a peça pode resistir mais com tamanho reduzido. Para isto, fios de aço são ancorados na estrutura e posteriormente tracionados, o que gera os esforços opostos já citados. (SAMPAIO JR., 1976).

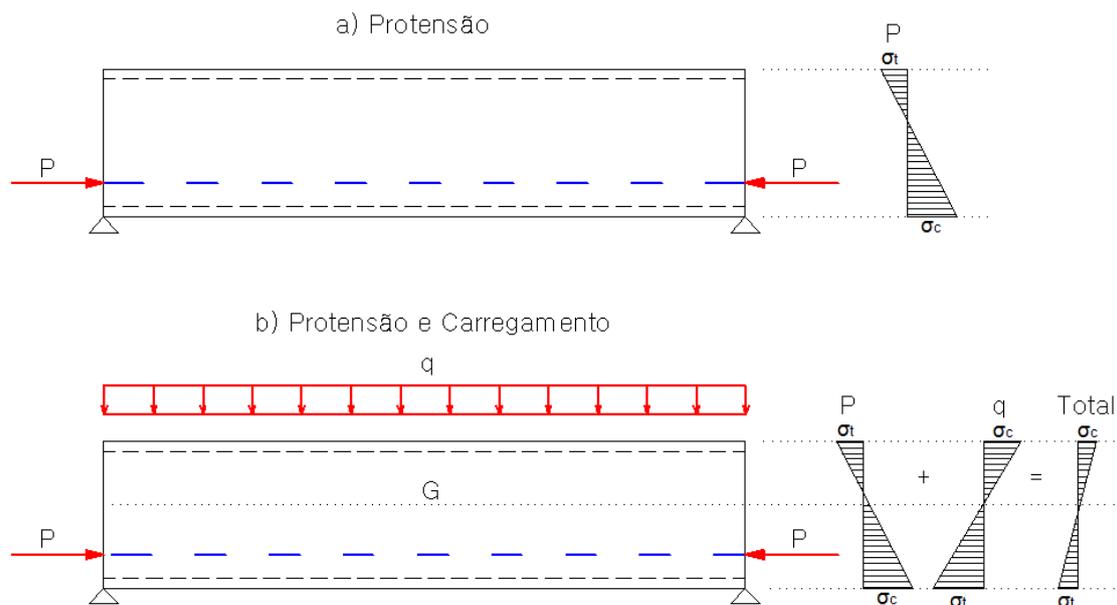


FIGURA 1-2 - ESQUEMA DAS TENSÕES NA VIGA DEVIDO À PROTENSÃO E AO CARREGAMENTO
 FONTE: O AUTOR (2013).

Na protensão em estruturas metálicas é utilizado o método de protensão externa, com os cabos não aderentes à peça metálica. Alguns autores afirmam que esses cabos podem, para efeito de cálculo, serem considerados como cabos internos não aderentes. A diferença entre os cabos de protensão e as armaduras de uma estrutura de concreto armado pode ser vista na FIGURA 1-3. A ausência da aderência confere ao cabo uma deformação não necessariamente igual à da peça, a exemplo do que ocorre com as armaduras na peça de concreto armado. Sendo assim, uma importante verificação no dimensionamento se traduz na variação da excentricidade do cabo na medida em que a viga se deforma (efeitos de segunda ordem). (REZENDE, 2004).



FIGURA 1-3 - ARMADURAS DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO
FONTE: SENGPUTA, A.; MENON, D. ([20-] p. 7).

A aplicação de protensão melhora o comportamento em serviço da viga, e a resistência à flexão e ao cisalhamento. (REZENDE, 2007). Segundo Rezende (2007), a protensão externa é caracterizada pelos seguintes aspectos:

- Os cabos estão fora da área física ocupada pela seção transversal da estrutura;
- As forças do cabo são transferidas para a estrutura apenas nas ancoragens e desviadores;
- A única aderência está nos pontos de ancoragem e desviadores, em que o atrito é intencional para a fixação do cabo.

Tendo isto em vista, as aplicações da protensão externa não estão limitadas às estruturas de concreto, podendo ser combinadas principalmente às estruturas em aço, madeira, e associação de concreto e aço. (REZENDE, 2007).

1.1.3 Estruturas metálicas protendidas

Segundo Sampaio Jr. (1976), com a associação das características competentes às duas alternativas, objetiva-se economia de material ou mesmo atender a eventuais imposições arquitetônicas excepcionais.

No Brasil, o uso da protensão em concreto tem sido amplamente difundido, em detrimento de outros materiais. Com a protensão, obtêm-se vantagens tais como a redução das tensões de tração (o que pode ser fundamental em determinados materiais, tal como no concreto); Suporte de vãos maiores relativos à estrutura não protendida e facilidade no processo de pré-moldagem.

Ao protender uma viga metálica, tem-se uma opção ainda melhor para vencer grandes vãos e flexibilizar estruturas. A conceituação em âmbito nacional sobre esse tema é escassa, reflexo do uso pouco disseminado dessa concepção. Entretanto, as estruturas metálicas protendidas têm sido largamente utilizadas em reforços e estruturas robustas, tais como pontes, em países como Estados Unidos, Alemanha e Rússia.

O Hotel Hilton São Paulo Morumbi, em São Paulo, executado e projetado pelos Engenheiros Heloísa Maringoni e Marco Franco, no ano de 2001, bem ilustra uma obra nacional na qual a utilização vigas metálicas protendidas resultou num exemplo prático da necessidade de reforço estrutural, cuja solução abordada neste trabalho foi a mais adequada. Em virtude da necessidade de utilizar parte da garagem para a construção de centros de convenção, vigas em concreto seriam inviáveis, pois teriam uma altura impraticável para o local.

1.2 OBJETIVO

Este trabalho tem como principal objetivo analisar e dimensionar peças metálicas protendidas. Essas peças serão essencialmente vigas e, com menor ênfase, será abordado acerca das particularidades das treliças. Essas duas modalidades de estruturas metálicas correspondem a quase totalidade do uso dessa alternativa estrutural. A protensão nessas estruturas se justifica porque esses elementos têm por principal solicitação a flexão - ou flexocompressão, na consideração da compressão proveniente do cabo - a serem parcialmente combatidas pela protensão. De acordo com Nunziata (2004), pode-se dizer que a protensão foi inventada para as peças fletidas e é para esta solicitação que se apresentam os maiores benefícios.

Como objetivos específicos, serão avaliados:

- Análise das tensões na seção da peça;
- Análise do diagrama de protensão com relação ao traçado do cabo;
- Perdas de protensão;
- Desviadores e perdas localizadas;
- Ancoragens;
- Particularidades das estruturas de treliças;
- Análise das instabilidades da peça;
- Dimensionamento quanto ao Estado limite de serviço (ELS)
- Verificação quanto ao Estado limite último (ELU).

1.3 JUSTIFICATIVA

Estruturas metálicas protendidas tem sido um tema pouco abordado em produções científicas, o que resulta no pouco conhecimento e emprego dessa tecnologia em âmbito nacional. Em países desenvolvidos, entretanto, essa

tecnologia já é utilizada em situações específicas, nas quais se obtêm economia de material e custo a partir da protensão.

Verifica-se no Brasil, o emprego de alternativas convencionais em situações em que há possibilidade de utilização da protensão. Dessa forma, perdem-se oportunidades de racionalização de materiais e conseqüentemente de redução de custos.

Sendo assim, ressalta-se que a racionalização justifica protender uma peça. Como pouco se estuda sobre esse tema, essa tecnologia segue pouco difundida e quase inacessível a engenharia local.

Tendo isso em vista, a relevância acadêmica do tema ora abordado neste trabalho consiste em contribuir para o estudo do dimensionamento por meio da protensão em peças metálicas. Assim sendo, justifica-se analisar essa tecnologia com vistas à sua utilização no futuro de modo expressivo, o que pode resultar em economia de recursos e maior competitividade para a indústria nacional.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

Diversos são os constituintes que interessam no estudo do dimensionamento das vigas metálicas protendidas. Nesse capítulo serão apresentados os principais conceitos necessários para a análise do comportamento da peça, inerentes à protensão e ao aço, isoladamente ou não, conforme o aspecto estudado. Sendo assim, procurar-se-á determinar toda a conceituação teórica indispensável ao dimensionamento.

2.2 VANTAGENS E DESVANTAGENS DO USO DE PEÇAS METÁLICAS PROTENDIDAS

Os atributos das estruturas metálicas protendidas são, em sua essência, oriundos das características próprias tanto das estruturas metálicas quanto do processo de protensão, que serão refletidas na alternativa em abordagem neste trabalho. Sendo assim, os benefícios e agravamentos desse modal herdam alguns dos principais distintivos tanto da protensão externa quanto da opção pela estrutura metálica.

2.2.1 Vantagens

a) Economia

A protensão diminui a quantidade de aço necessário para suportar determinado carregamento. Essa economia pode ser estimada de 10% a 30%, dependendo do projeto da estrutura, reduzindo custos. Além disso, devido ao aço resistir eficientemente a esforços de compressão e tração, a protensão em

aço é mais econômica que a protensão de estruturas de concreto. (TROITSKY, 1990).

Segundo Mukhanov (1968), a redução no consumo de aço varia entre 10% e 18%, resultando em economia de custos de 5-10%. Nessa pesquisa acadêmica, considera-se que essa redução efetiva de custos deve levar em consideração os custos relativos à execução e aos materiais da protensão propriamente ditos.

Sampaio Jr. (1976), em seu dimensionamento econômico de vigas metálicas protendidas, também prevê uma economia de 15-30% em peso de aço. O autor estima que os custos tenham economia expressivamente menor, somente praticável em vigas com solicitação de grandes momentos fletores, em que os custos de protensão e ancoragem serão diluídos no custo total. Além disso, a industrialização do processo poderá colaborar para uma redução ainda maior dos custos.

Troitsky (1990) simplifica em uma equação, na análise de estruturas metálicas protendidas, a relação técnica-econômica da peça:

$$Q_p = \gamma L \frac{P}{\sigma_{all}}$$

Onde:

Q_p	Peso da estrutura metálica
γ	Peso específico do metal
L	Comprimento do elemento de protensão (cabo)
P	Força de protensão
σ_{all}	Tensão admissível

Da equação, o autor conclui que o consumo de aço é inversamente proporcional à tensão admissível.

O autor também referencia os principais fatores de influência do custo final de uma estrutura metálica protendida:

- Peso da estrutura, ancoragens, cabos;
- Construção da estrutura;
- Custos de transporte e carregamento;
- Custos de montagem e tensionamento dos cabos;
- Custo de proteção contra a corrosão.

Segundo a TABELA 2-1 do trabalho do autor, nota-se a economia trazida pelo uso de protensão em estruturas de porte considerável, quando comparadas à alternativa convencional (estrutura metálica sem protensão).

TABELA 2-1 - ECONOMIA DE ESTRUTURAS METÁLICAS PROTENDIDAS

Estrutura	Economia em aço (%)	Economia em custos (%)
Vigas	10-12	8-12
Treliças de vão de 30m	5-10	2-5
Treliças de cobertura de vão de 30 a 40m	10-20	5-10
Treliças de cobertura de vão de 40 a 60m	10-45	7-20
Quadros e arcos de 30 a 60m	20-50	10-30

FONTE: TROITSKY (1990, p.15)

O autor afirma que a capacidade de suporte de carregamento obtida pode ser duas vezes maior quando aplicada a protensão. No entanto, esse valor não é efetivo, uma vez consideradas as possibilidades de flambagem (instabilidades da peça), a serem mencionadas em tópicos posteriores neste trabalho. Partindo dessa avaliação, os ganhos na capacidade de suporte se estabeleceriam entre 70 a 80%. Nota-se que a economia é relativamente proporcional ao porte da estrutura.

b) Resistência e deformações

Além da economia, há outra vantagem no emprego da protensão, que corresponde ao aumento da resistência mecânica da peça. Essas duas

vantagens apresentam-se estritamente relacionadas, pois a protensão melhora as características resistentes de qualquer material estrutural. (CAIRES, 2004).

Como já mencionado, o efeito da protensão pode ser visto como causador de tensões contrárias àquelas originadas pelo carregamento externo aplicado à viga. Dessa forma, a protensão é responsável, ao exemplo simples de uma viga isostática, por criar tensões de compressão na fibra inferior e de tração na fibra superior, que somadas às tensões do carregamento, reduzem as tensões resultantes finais na peça.

A fim de ilustrar o efeito causado pela protensão, propõe-se uma análise por método dos elementos finitos, no software ANSYS, de uma viga sujeita somente a esse esforço. O modelo procura analisar as tensões em uma viga de 6m de comprimento e 60cm de altura, com um cabo de protensão reto, de excentricidade constante, igual a 20cm, em que é aplicada uma força de protensão de 1000KN, conforme o esquema abaixo:

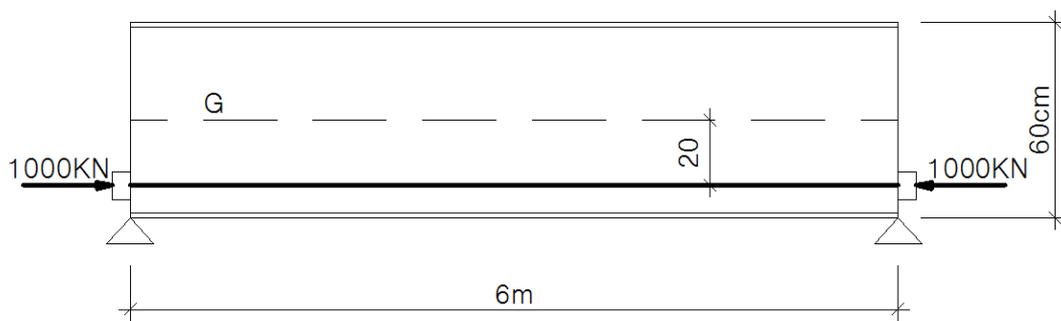


FIGURA 2-1 – ESQUEMA DA VIGA PROTENDIDA ANALISADA
FONTE: O AUTOR (2013).

A configuração deformada da peça junto à solução das tensões longitudinais (no eixo x, de aplicação da carga) são apresentadas na FIGURA 2-2.

Realizando uma análise prática das tensões para verificação da viabilidade do modelo, temos:

$$M = P \times e$$

$$\sigma = \frac{M}{I} \times y$$

Onde:

- M Momento causado pela força de protensão;
- P Força de protensão;
- e Excentricidade do cabo;
- σ Tensão nas fibras superior e inferior (que se igualam, pois a linha neutra está no meio da seção);
- I Momento de inércia da seção, (foi utilizada uma largura da viga arbitrada de 20cm);
- y Distância do centro de gravidade às fibras superior e inferior.

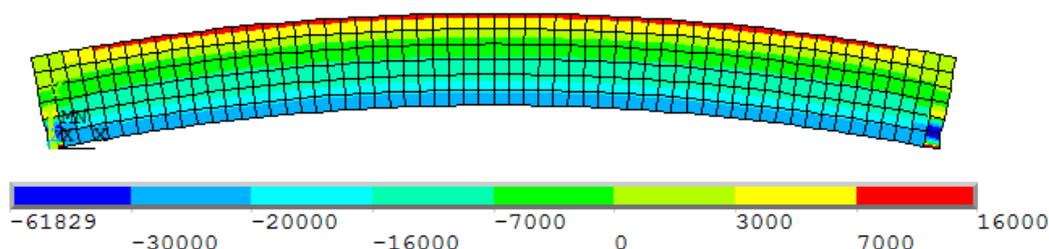


FIGURA 2-2 – TENSÕES NA VIGA DEVIDAS À PROTENSÃO
 FONTE: O AUTOR (2013).

Temos que:

$$M = 1000 \times 0,2 = 200KN.m$$

$$\sigma = \frac{200}{\frac{0,2 \times 0,6^3}{12}} \times 0,3 \cong 16667 KN/m^2$$

Nota-se que as tensões obtidas no modelo nas fibras superior e inferior muito se aproximam dos valores calculados, viabilizando o modelo. Além disso, ressalta-se a inflexão para cima causada pelo efeito da força de protensão, contrária ao deslocamento habitual devido aos carregamentos externos.

Além do aumento da resistência, os resultados dos estudos de Vincenzo Nunziata (2004) evidenciam a superioridade das vigas metálicas protendidas quanto à deformação, comparadas a um perfil metálico convencional.

Quando comparadas a peças de concreto protendido, percebe-se uma limitação destas no que diz respeito à necessidade de outro material complementar para resistir a esforços de tração na seção. Caso contrário, a seção da peça deverá estar inteiramente comprimida. A seção metálica, pelo contrário, também resiste com eficiência a esforços de tração, aumentando os limites e a dinâmica da força de protensão na peça. A razoável ocorrência de trechos da seção tracionados confere maiores possibilidades ao projetista ao trabalhar com a protensão na peça. (NUNZIATA, 2004).

c) Características gerais da estrutura

Menor quantidade de aço equivale a estruturas mais leves e perfis de seção reduzida, o que pode ser interessante em casos de requisições arquitetônicas. As estruturas metálicas protendidas oferecem por vantagem proveniente das estruturas metálicas convencionais a alta mobilidade e flexibilidade, o que gera maior liberdade ao projeto de arquitetura, quando comparadas a uma estrutura em concreto armado, por exemplo. Os prazos de obra são minorados, e a mão de obra e os materiais são racionalizados, pois são beneficiados pelo processo de fabricação industrializado das peças de aço. Assim, a estrutura metálica protendida se revela como uma estrutura mais adaptável à necessidade de mudanças, ampliações, reformas e reocupações, em que um reforço estrutural seja aplicável. Há a possibilidade de vencer vãos maiores, quando comparado a outras estruturas convencionais como o concreto armado. Sendo assim, quando há a necessidade de vigas muito baixas, ou reforços estruturais em estruturas metálicas, uma boa solução pode ser a protensão nessas peças. Além disso, essas peças são mais leves, reduzindo as cargas e conseqüentemente os custos com a fundação, decorrente da redução do peso próprio da estrutura. (FERREIRA, 2007).

Segundo Ferreira (2007), o aço passa pelos modelos de reutilização e reciclagem, que, ao contrário de outros materiais, muitas vezes inertes, acabam sendo destinados a aterros ou lixões.

Portanto, o consumo de aço é reduzido e reaproveitado. Usufrui-se de sua alta resistência mecânica característica na redução das peças, reduzindo o consumo de material. Além disso, este material poderá ser posteriormente reutilizado, ao fim de seu uso com função estrutural.

d) Protensão externa

A estrutura metálica protendida apresenta as seguintes vantagens quando comparadas a uma protensão interna com cabos aderentes:

- Melhora das condições de instalação e operação dos cabos, realizadas independentemente da montagem da peça metálica;
- Redução de grande parte das perdas por atrito, limitadas somente às ligações aos desviadores e ancoragens;
- Os traçados mais simples dos cabos conferem facilidade executiva, sem muitos detalhes construtivos;
- Os cabos são projetados prevendo futuras substituições e alterações como reprotensão, sem implicar acréscimos excepcionais de custo;
- Melhora do comportamento em serviço da viga, aumentando a capacidade resistente à flexão e ao cisalhamento.

(REIS, 2003 e CAMPOS, 1999 *apud* REZENDE, 2007).

2.2.2 Desvantagens

a) Instabilidades da estrutura metálica

A principal desvantagem é decorrente de características intrínsecas do aço, particularmente das estruturas metálicas. As seções dos perfis metálicos são reduzidas, o que se mostra como grande vantagem dessas estruturas, uma vez que usufruem da alta resistência do material. No entanto, essas seções reduzidas podem apresentar esbelteza elevada, configurando instabilidade em relação aos esforços de compressão.

Além das verificações quanto às tensões limites, devem ser analisadas essas instabilidades, ou seja, a possível ocorrência de flambagem que reduz a capacidade resistente da peça. (FERREIRA, 2007).

Rezende (2004) classifica os fenômenos de flambagem em local, global e lateral, que é função principalmente das características geométricas do perfil, em especial da relação largura/espessura de suas partes componentes.

Nunziata (2004), em seu estudo sobre dimensionamento e verificação de vigas metálicas protendidas, não realiza a análise da instabilidade das peças. No entanto, recomenda o uso de enrijecedores que combatam essas instabilidades, evidenciando a importância da averiguação da flambagem nessas vigas.

Sampaio Jr. (1976) também faz referência às instabilidades por flambagem local e global mediante os esforços de compressão. A viga, quando solicitada pela carga de protensão, sem o carregamento externo possui compressão na aba inferior. O oposto ocorre após a aplicação do carregamento externo, pois a aba superior é comprimida enquanto a inferior é tracionada. Sendo assim, ambas as abas passam por um estágio de compressão e devem ser verificadas quando à instabilidade.

Quanto à instabilidade global, denominada pelo autor de perda de estabilidade geral, Sampaio Jr. recomenda o uso de contraventamentos laterais

equidistantes entre si, para que a tensão de escoamento seja inferior à tensão crítica de flambagem, conforme a FIGURA 2-3.

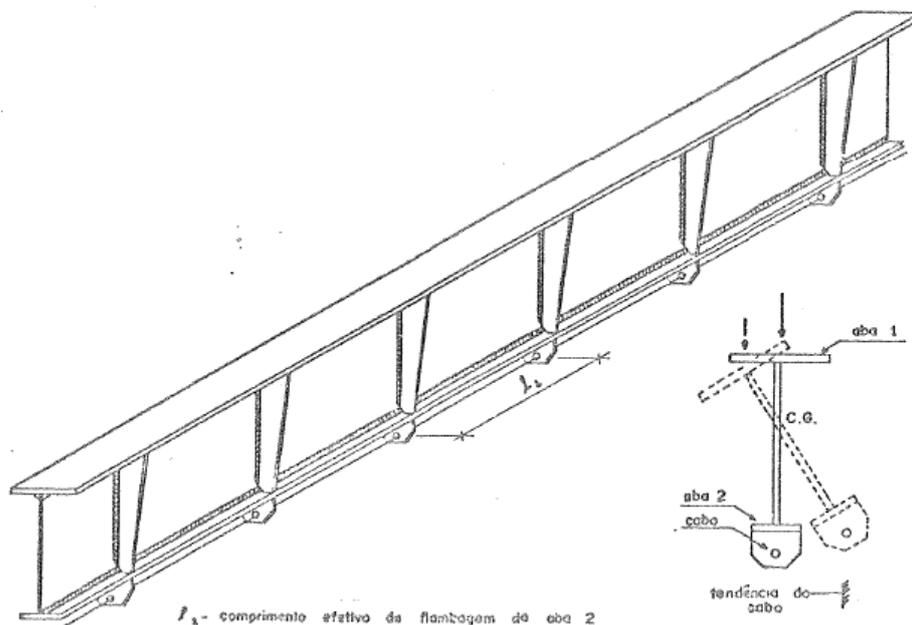


FIGURA 2-3 - VISTA LONGITUDINAL DE SEÇÃO METÁLICA COM INDICAÇÃO DE ESPAÇAMENTO ENTRE ENRIJECEDORES
 FONTE: SAMPAIO (1976, p. 55)

As almas e abas não são verificadas no processo de dimensionamento do autor, pois é possível evitar a instabilidade por meio de contraventamentos adequados, limitação das tensões máximas ou colocação de enrijecedores.

O autor ainda se refere à flambagem local das almas, em que se estuda a perda de sua estabilidade longitudinal. As regiões mais críticas são aquelas onde os momentos fletores são grandes, podendo as tensões originadas nesse local superar as tensões críticas de flambagem da alma.

O valor máximo da esbeltez da alma (λ) é de 140, para uma viga com nervuras verticais espaçadas de, no máximo, uma distância igual à altura da viga. Caso seja necessária uma esbeltez maior que 140, são demandadas nervuras de rigidez horizontais, colocadas na altura do centro de empuxo das tensões normais de compressão em que a tensão seja maior que a tensão

crítica de flambagem. As nervuras verticais são mais necessárias próximas aos apoios, onde o cisalhamento tem valores elevados. O dimensionamento da alma se dá com o cisalhamento da viga atuando como um esforço normal na alma. Em seções de viga I, a alma trabalha como uma placa simplesmente apoiada nas abas superior e inferior. (SAMPAIO JR., 1976).

As verificações quanto à instabilidade da estrutura (flambagem) serão realizadas no tópico de dimensionamento e verificação.

b) Protensão externa

As principais desvantagens decorrentes da protensão externa são: (REIS, 2003 e CAMPOS, 1999 *apud* REZENDE, 2004):

- Os cabos, por ser externos à peça, estão expostos a fatores ambientais como fogo, vandalismo, e agentes corrosivos;
- Os desviadores e ancoragens requerem alto grau de precisão na colocação, o que é difícil de ser realizado;
- O limite último de resistência à tração do aço de protensão é dificilmente atingido na protensão externa, quando em solicitações normais do estado limite último, resultando em um consumo de aço pouco otimizado.

c) Execução

Além das instabilidades da estrutura metálica - características de projeto - devem ser levadas em conta questões executivas, tais como custo e mão de obra.

Segundo Ferreira (2007), a mão de obra para a execução de estruturas metálicas é específica, pois requer instrução e conhecimento do operário e do

engenheiro executor. Como no Brasil a execução de estruturas metálicas não é tão comum e difundida quanto à de estruturas em concreto armado, encontrar mão de obra capacitada para a execução torna-se mais complicado, o que também pode conferir maiores custos. Isto se agrava quando inserimos na peça metálica as operações de protensão, que por si só também requerem execução especializada. Além disso, a união dessas duas alternativas pode causar estranheza ou desinteresse por parte dos executores, os quais podem inclusive desconhecer a opção da protensão em peças metálicas, uma vez que há pouca difusão do tema.

A escolha pela alternativa de estruturas metálicas protendidas sem um estudo de viabilidade em que se comprove sua maior eficiência também pode ser um problema. As solicitações devem ser tamanhas o suficiente para que esta opção seja viável, diluindo os custos executivos nos ganhos com a resistência. Segundo Sampaio Jr. (1976), a economia em custo será praticável somente quando houver grandes momentos fletores solicitando as peças.

2.3 TRAÇADO DOS CABOS

A efetividade de um cabo aumenta com o aumento de sua distância ao centro de gravidade da seção transversal da viga. Entretanto, percebe-se executivamente que quanto mais o cabo se distancia da linha neutra mais difícil é a realização da ancoragem. (BELENYA, 1977).

Para momentos fletores uniformes (diagrama de momentos retilíneo) é usual o traçado reto dos cabos, que devem ser posicionados abaixo da linha neutra (a princípio, em vigas isostáticas) para configurar momentos opostos ao carregamento externo. Para que a maior força de protensão coincida com a seção mais solicitada da viga, pode ser usado o traçado poligonal ou parabólico. No entanto, esse traçado gera maior consumo de material - desviadores e cabos mais compridos - e a execução é dificultada devido à necessidade de um maior número de desviadores. (NELSEN E SOUZA, 2013).

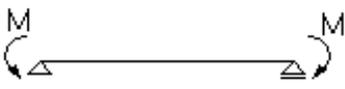
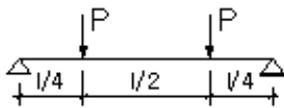
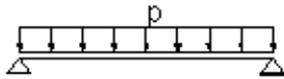
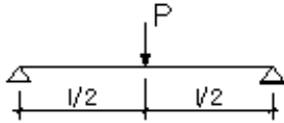
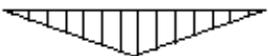
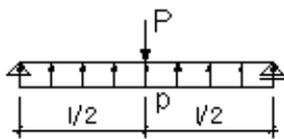
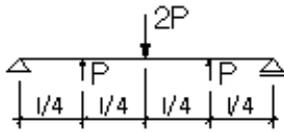
A efetividade do traçado do cabo é maior na medida em que seu traçado se aproxima de uma parábola de geometria análoga ao diagrama de momentos fletores do carregamento externo. No entanto, o que dificulta esta medida é a necessidade de grande quantidade de desviadores para aproximar o traçado de uma parábola. Como consequência, desviadores em excesso além de aumentar os custos geram maiores perdas de protensão por atrito. (SAMPAIO JR., 1976).

O traçado reto para cabos em todo comprimento da viga é desnecessário para vigas biapoiadas, pois os momentos próximos aos apoios são ínfimos. Sendo assim, pode ser adotado um traçado de cabo em um trecho intermediário limitado, que combata somente os momentos fletores de ordem significativa. O posicionamento do cabo em todo o trecho da viga só se justifica nos casos em que é necessário facilitar de modo expressivo a ancoragem, ou quando a viga deve resistir a vibrações e cargas dinâmicas. (BELENYA, 1977)

Sampaio Jr. (1976) resume em seu trabalho as principais configurações de diagramas de momentos fletores que podem ser vistas na

TABELA 2-2:

TABELA 2-2 - PRINCIPAIS CONFIGURAÇÕES DE DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLETORES

CARREGAMENTOS	DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES
	
	
	
	
	
	

FONTE: SAMPAIO JR. (1976, p. 13)

Belenya (1977) ilustra os principais traçados de cabo em vigas metálicas, de acordo com a FIGURA 2-4.

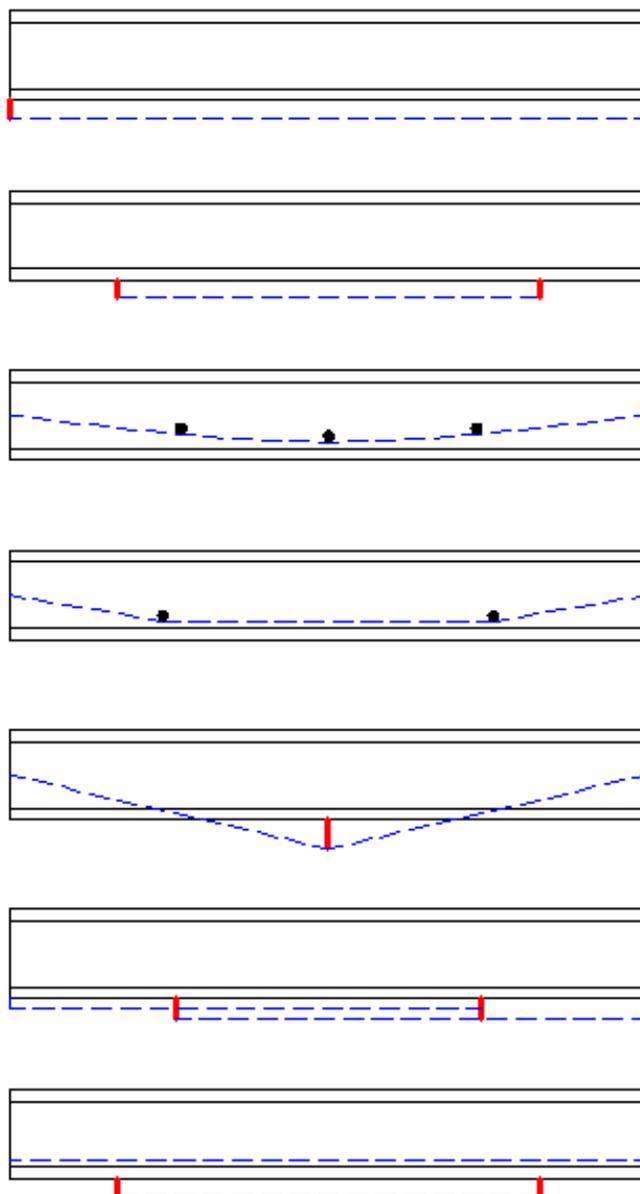
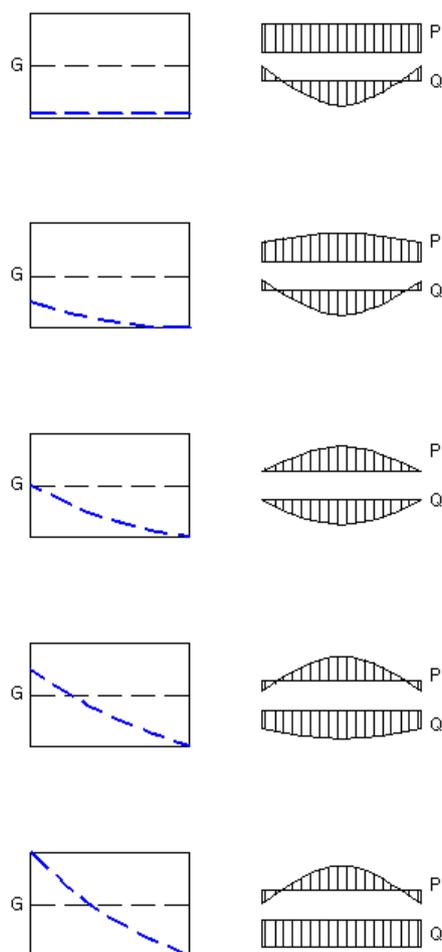


FIGURA 2-4 - PRINCIPAIS TRAÇADOS DE CABOS NAS VIGAS METÁLICAS
 FONTE: BELENYA, (1990, p.130).

A TABELA 2-3 ilustra os principais tipos de traçado de cabos nas vigas metálicas de acordo com o diagrama de momentos fletores solicitante do carregamento, junto à indicação do melhor traçado do cabo para cada caso.

TABELA 2-3 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES EM FUNÇÃO DO TRAÇADO E DO CARREGAMENTO



FONTE: BELENYA, (1990, p.129).

A escolha do traçado, portanto, fica a critério do projetista, de acordo com as configurações da viga e do carregamento em questão.

2.3.1 Cabo resultante

Existem casos em que pode haver necessidade de cabos com traçados diferentes. São duas as principais solicitações:

- Há um grande número de cabos em cada lado da seção, logo não há possibilidade de aumentar essa quantidade pela capacidade do desviador;

- Opta-se por um cabo secundário com menor excentricidade que atuará complementarmente nas regiões onde o esforço de flexão é maior (regiões centrais).

Segundo Nunziata (2004), supondo a pequena inclinação dos cabos, podem-se realizar os cálculos considerando um cabo efetivo de excentricidade média dos demais cabos, ponderada pela força nos respectivos cabos.

$$e(y) = \frac{\sum_{i=1}^n N_i e_i(y)}{\sum_{i=1}^n N_i}$$

Onde:

- $e(y)$ Excentricidade genérica;
 $e_i(y)$ Excentricidade de cada cabo;
 n Número de cabos;
 N_i Força de protensão em cada cabo.

2.4 ESCOLHA DA SEÇÃO

Segundo Nunziata (2004), a escolha da seção metálica é uma operação delicada e que requer experiência. O autor afirma que não existe formulação matemática que conceda uma única seção que satisfaça os estados limites considerados. A seção é determinada, portanto, por parâmetros iniciais básicos - dimensões mínimas e máximas, afrontando resistência e economia – junto a processo de iteração.

As seções mais adaptáveis, em ordem qualitativa de projeto e execução, são as vigas I monossimétricas (diferentes mesas superior e inferior). Seções T não são proibitivas no fator estrutural, porém conferem grandes restrições construtivas, em apoios e articulações. O autor compara vigas I com diferença entre as mesas superior e inferior a vigas com mesas iguais.

A situação ideal de tensões na aplicação da protensão com o carregamento final (carregamento externo e protensão) é mostrada na FIGURA 2-5. Nota-se que após o carregamento final, procura-se aproximar o valor em módulo das tensões de tração e compressão para que essas sejam minoradas. Caso essas tensões se distingam, uma será preponderante à outra e conseqüentemente maior em módulo. Sendo assim, haverá a necessidade de uma capacidade resistente maior e conseqüentemente maiores dimensões da peça, além do desperdício da capacidade resistente ao esforço não preponderante.

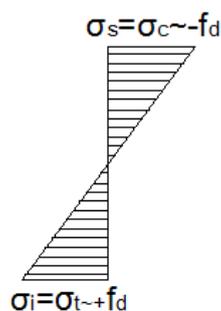


FIGURA 2-5 – ESQUEMA DE TENSÕES IDEAL NAS FIBRAS DA SEÇÃO METÁLICA
 FONTE: O AUTOR (2013)

As vigas I com dupla simetria - em relação aos eixos X e Y, com mesas de iguais dimensões - não usufruem totalmente da capacidade resistente da peça, como o ideal a ser visto na FIGURA 2-5. Como mencionado no parágrafo precedente, a viga com o carregamento final terá uma tensão de compressão na mesa superior largamente maior que a tensão na mesa inferior. Na mesa inferior poderá haver inclusive um esforço de compressão, como mostra a FIGURA 2-6. Sendo assim a peça é superdimensionada, não levando em conta sua capacidade de combater os esforços de tração.

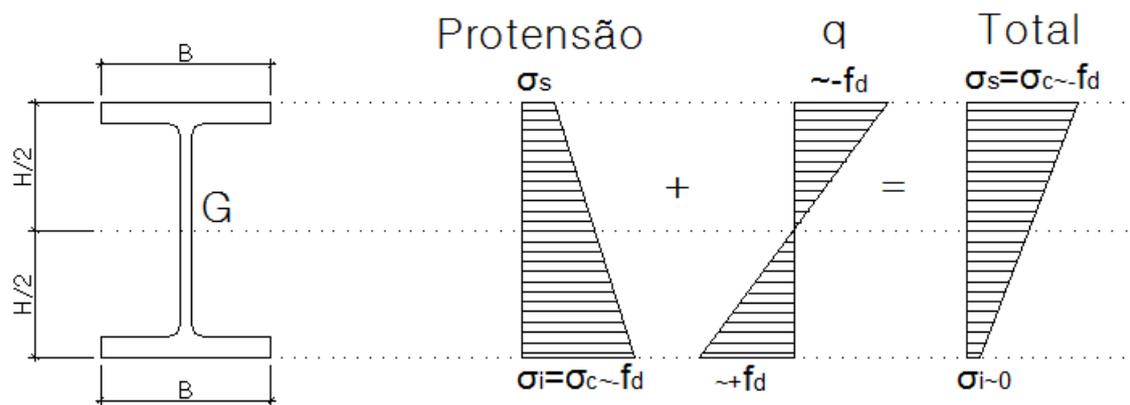


FIGURA 2-6 – ESQUEMA DE TENSÕES EM VIGAS COM DUPLA SIMETRIA
 FONTE: O AUTOR (2013).

Nas vigas monossimétricas, ajustando as dimensões das mesas a uma relação ótima, a elevação do centro de gravidade da peça configura novos diagramas de tensão quando comparados ao caso anterior. O diagrama de tensões resultante (do carregamento completo) é, portanto, semelhante ao ideal, apresentado na FIGURA 2-7.

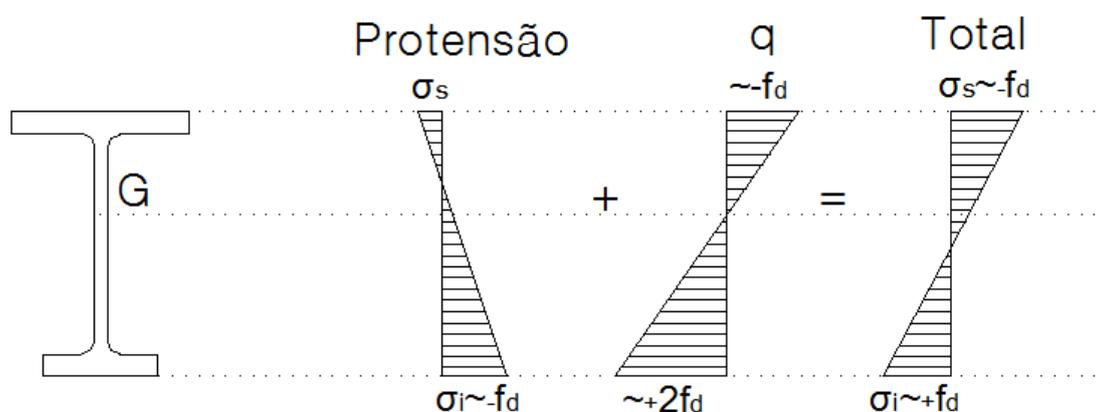


FIGURA 2-7 - ESQUEMA DE TENSÕES EM VIGAS MONOSSIMÉTRICAS
 FONTE: O AUTOR (2013).

Por fim, referencia-se na FIGURA 2-8, conforme a indicação do autor, os parâmetros iniciais básicos para o pré-dimensionamento da seção, devendo ser verificados posteriormente se esses atendem aos estados limites em estudo.

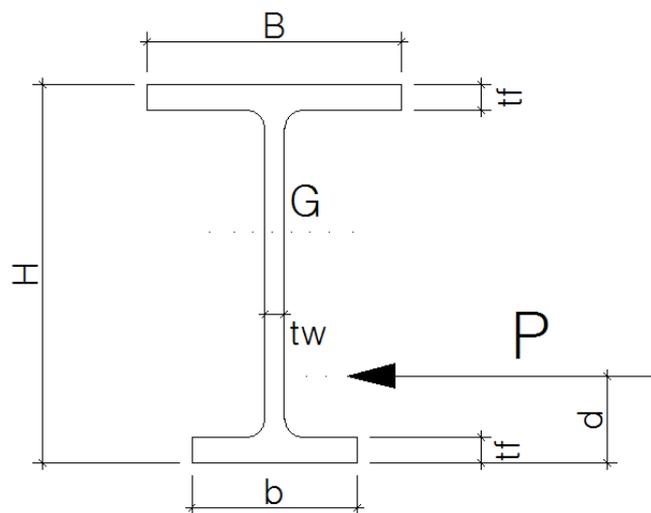


FIGURA 2-8 – PRINCIPAIS PARÂMETROS GEOMÉTRICOS
 FONTE: NUNZIATA (2004, p.51) Modificado pelo autor (2013).

Onde:

$$H \quad \frac{L}{20} \text{ a } \frac{L}{30};$$

L Dimensão do vão;

$$B \quad \frac{H}{2} \text{ a } \frac{H}{3};$$

$$b \quad \frac{2B}{3} \text{ a } \frac{B}{2};$$

$$t_w \quad 10 \text{ a } 20\text{mm};$$

$$t_f \quad 15 \text{ a } 30\text{mm};$$

$$d \quad 50 \text{ a } 100\text{mm}.$$

2.5 DESVIADORES

Os desviadores são utilizados para sustentar os cabos no lugar desejado, mantendo o traçado estabelecido no projeto.

2.5.1 Determinação do número de desviadores

O número de desviadores utilizados na viga está diretamente ligado ao custo da protensão. Quanto maior o número de desviadores, maior a complexidade da construção da estrutura e maiores os custos. Ao serem usados vários desviadores, poderá ser aplicada uma força maior de protensão, pois é reduzida a instabilidade em função do pouco espaço entre os desviadores. Sendo assim, a escolha do número de desviadores a ser adotada é uma incógnita ao projetista. Nessa vereda, devem ser ponderadas economia versus capacidade resistente. (BELLETI; GASPERI, 2010).

Belleti e Gasperi (2010) realizaram um estudo do comportamento das vigas metálicas protendidas de vãos relativamente grandes em estruturas de coberturas (35 a 45 metros), em que a adoção de protensão de vigas metálicas se justifica. Os focos do estudo foram a carga de protensão e o número de desviadores a ser utilizado. Esses estudos foram realizados com vigas com 2, 5 e 11 desviadores. Por análise com método de elementos finitos, foram levadas em consideração as não linearidades mecânicas e geométricas. As vigas foram analisadas durante o tensionamento e carregamento, até a respectiva ruptura, determinando a carga máxima de protensão. O esquema das três vigas analisadas é referido na FIGURA 2-9.

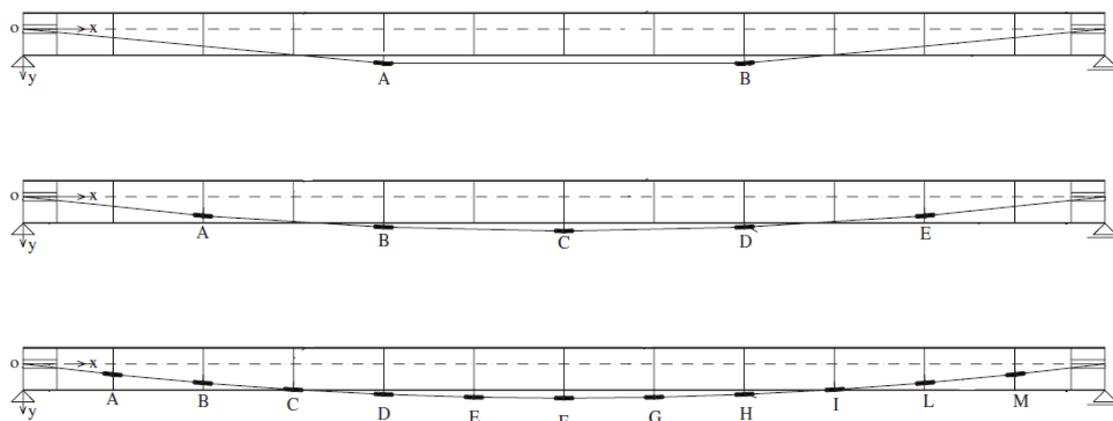


FIGURA 2-9 - ESQUEMA DE VIGAS COM 2, 5 E 11 DESVIADORES
 FONTE: BELLETI; GASPERI (2010, p. 2) Modificado pelo autor (2013).

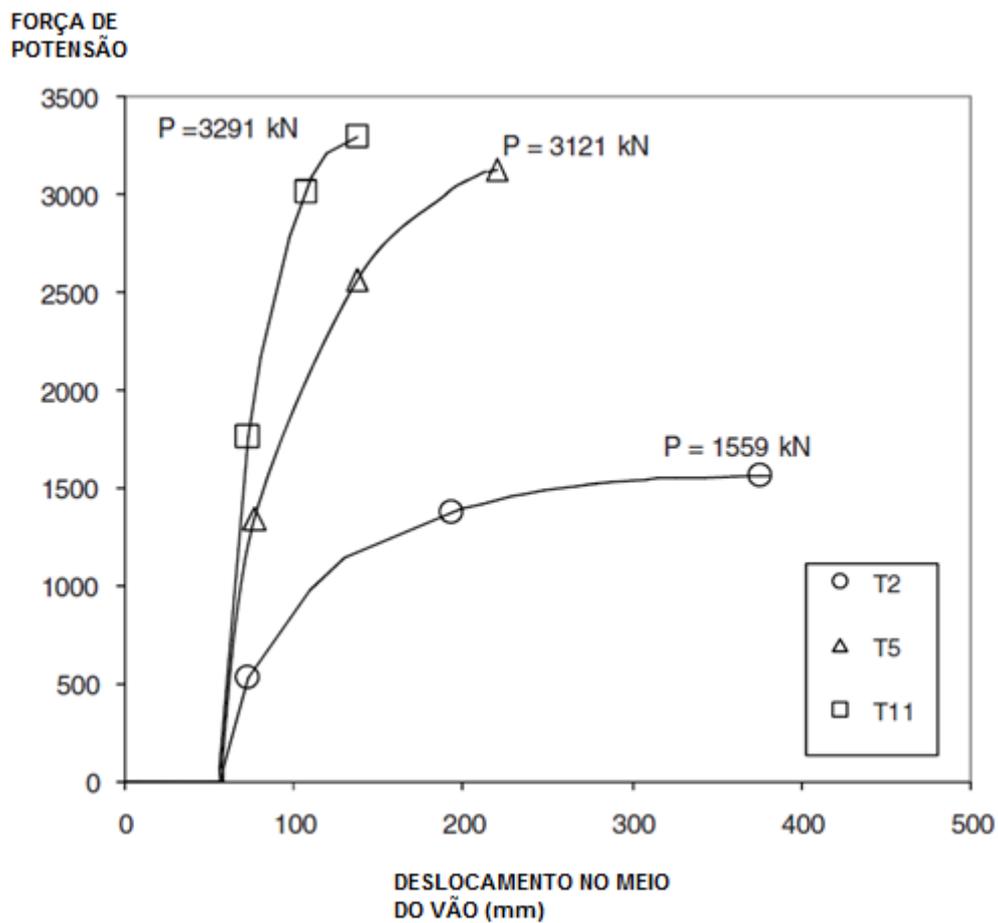
Nota-se que quanto mais desviadores, melhor a combinação do diagrama gerado pela força de protensão com o diagrama gerado pelas cargas solicitantes, pois ambos tendem a uma parábola. Percebe-se também que junto a cada desviador os autores propõem utilizar enrijecedores (*stiffening rib*), devidos às tensões locais que serão geradas nesses pontos. Isto também garantiu que a ruptura nos ensaios não fosse ocasionada por instabilidades na peça, e sim por esgotamento da capacidade resistente. Os autores concluem que vigas com enrijecedores compreendendo as abas inferiores e superiores possuíram um melhor desempenho que aquelas com enrijecedores somente nas abas superiores.

Nos ensaios dos autores para um determinado número de desviadores, o comportamento da viga foi analisado a fim de avaliar a máxima força de protensão que pudesse ser aplicada, conforme o GRÁFICO 2.1. O carregamento considerado foi somente o peso próprio da viga – igual nos três casos – junto ao incremento da força de protensão. A força no cabo foi aumentada até ser encontrada a força máxima na ruptura, que demonstra sua maior capacidade resistente.

Percebe-se que a máxima força de protensão atingida foi a da viga com 11 desviadores (T11), que também corresponde a uma menor deformação horizontal no meio do vão. No entanto, a viga com 5 desviadores (T5) também teve um resultado satisfatório, similar à da viga T11. O incremento de somente três desviadores em relação à viga T2 elevou sua capacidade resistente muito próxima a uma viga com 6 desviadores a mais (T11). A deformação da T5, no entanto, não foi tão próxima a da T11, embora satisfatória.

O trabalho dos autores ilustra a diferença de deformação nos cabos de protensão após o rompimento das vigas T2 e T11, conforme mostra a FIGURA 2-10. Nota-se, portanto, na prática, a diferença de deformação entre os cabos das duas vigas.

GRÁFICO 2.1 – DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO EM VIGAS COM 2, 5 E 11 DESVIADORES



FONTE: BELLETI; GASPERI (2010, p. 4, tradução nossa).

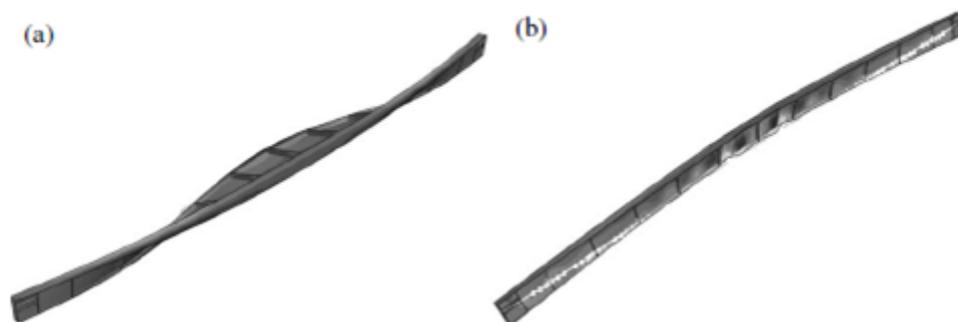


FIGURA 2-10 – CONFIGURAÇÃO DEFORMADA DOS CABOS DE PROTENSÃO APÓS TENSIONAMENTO a) T2 E b) T11
FONTE: BELLETI; GASPERI (2010, p. 4).

Belleti e Gasperi (2010) concluem em seus estudos que para um vão de 35 a 40 metros é mais otimizada a viga com 5 desviadores. Se por um lado a viga com 11 desviadores é mais resistente, por outro confere dificuldades executivas. A redução de desviadores até a viga T5 não é proporcional à redução da capacidade resistente, o que faz com que esta tenha uma melhor relação custo e mão de obra versus benefício.

2.5.2 Alternativas para o posicionamento de desviadores e dimensionamento

Segundo Ferreira (2007), os desviadores podem ser pinos ou chapas metálicas soldados à alma da viga. Neste último caso, além de desviar o cabo, servem de enrijecedores para a alma.

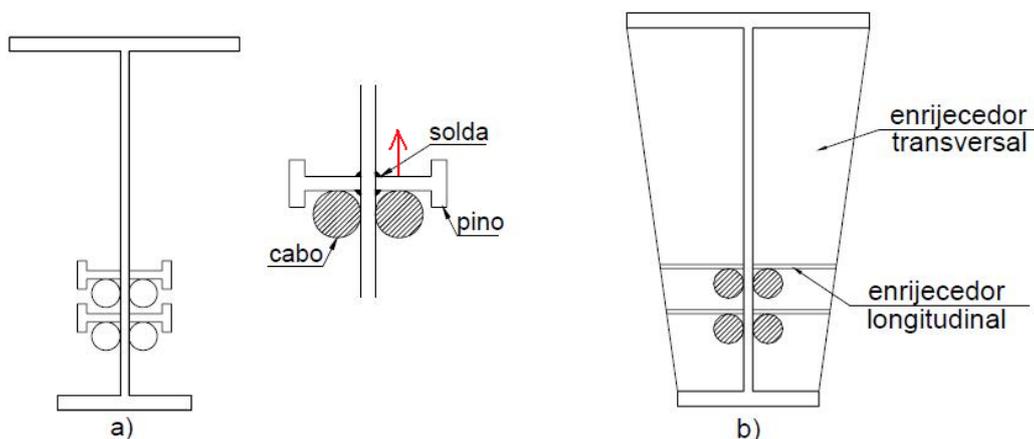


FIGURA 2-11 - ESQUEMA DE DESVIADORES
 FONTE: REZENDE (2004, p. 77) Modificado pelo autor (2013).

Para o dimensionamento de desviadores e ancoragens deve-se levar em conta a concentração de tensões nesses pontos. Nos desviadores por pinos, como pode ser visto na FIGURA 2-11, o pino pode ser dimensionado à flexão simples e ao cisalhamento - a respectiva força está representada em vermelho -, junto às considerações da ligação do pino na alma para o dimensionamento da solda. Devido ao pequeno comprimento do pino, o dimensionamento é restrito ao cisalhamento e à solda.

A verificação do cisalhamento proposta por Nunziata (2004) é dada por:

$$\sigma_{VD} \leq f_{VD}$$

$$\sigma_{VD} = \tau\sqrt{3} = \frac{\gamma\beta F_{pino}}{A_{pino}}\sqrt{3}$$

Onde:

F_{pino} Força de protensão atuante no pino, sendo a somatória das forças dos cabos que passam por este pino. (Geralmente $F_{prot}/2$, na consideração de pinos nos dois lados da seção);

A verificação da solda proposta por Nunziata (2004) é dada por:

$$\frac{\gamma\beta F_{pino}}{A_{solda}} \leq 0,7f_d$$

Segundo a NBR 8800:2008, em ligações soldadas solicitadas ao cisalhamento, deve ser verificado:

$$F_{RD} = \frac{0,60 f_y A_g}{\gamma_{a1}}$$

Onde:

F_{RD} Força resistente de cálculo
 f_y Tensão limite de escoamento
 A_g Área bruta da seção
 γ_{a1} 1,10

Vale ressaltar que as verificações acima consideram a situação em vazio, em que as cargas de protensão são majoradas (consideram-se as perdas ainda não efetivadas), por ser o caso mais crítico.



FIGURA 2-12 – DETALHE DE DESVIADOR COM 3 CABOS DE PROTENSÃO
FONTE: NUNZIATA (1999, p. 7).

O enrijecedor longitudinal pode ser analisado como uma placa apoiada na alma e, se for o caso, nos enrijecedores transversais.

Existem ainda os desviadores externos à seção, compreendidos de um pino com uma seção circular tubular na extremidade para a passagem do cabo de protensão, como referido nos estudos de Belletti e Gasperi (2010), da FIGURA 2-13:

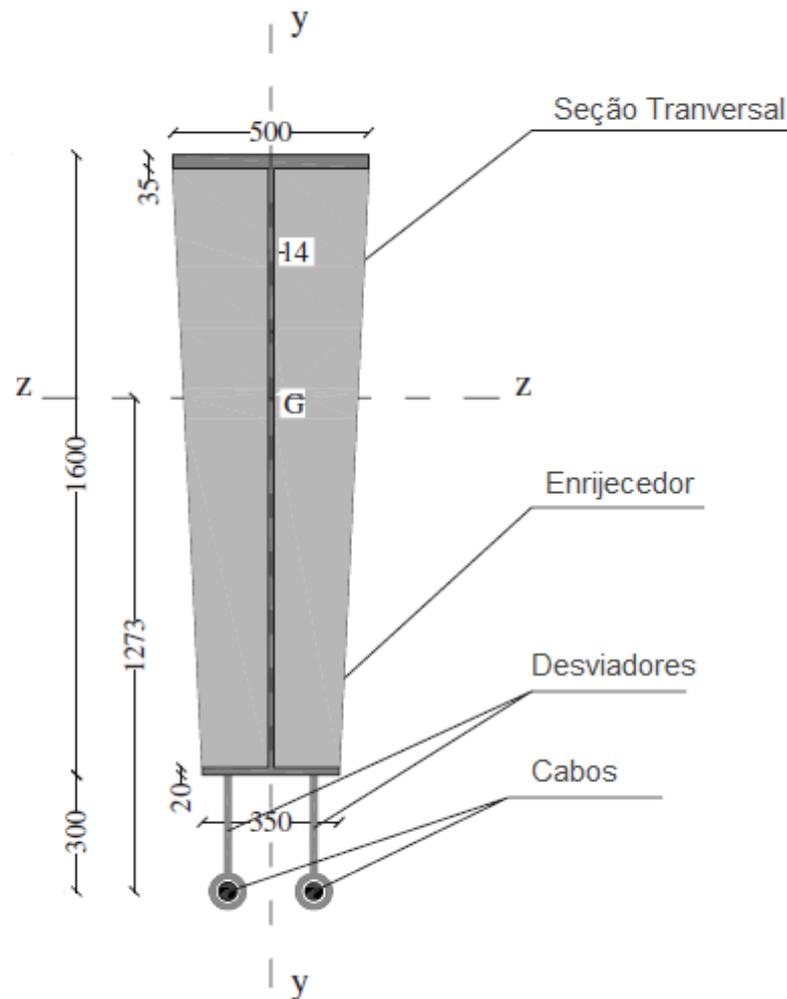


FIGURA 2-13 - EXEMPLO DE DESVIADOR SOB A MESA INFERIOR
 FONTE: BELLETI; GASPERI (2010, p. 2, tradução nossa).

Desviadores externos à seção da viga, como os da FIGURA 2-13 trabalham à compressão simples. Dependendo da excentricidade do cabo necessária na seção, o desviador pode ter comprimento elevado o suficiente para configurar instabilidade (flambagem) no pino, devendo esse fator ser verificado.

2.5.3 Perdas de protensão por atrito nos desviadores

O atrito intencional nos desviadores para a fixação do cabo confere perdas de protensão, que devem ser estabelecidas para um dimensionamento preciso da força atuante no cabo. Essas perdas pontuais, juntas dos demais tipos de perdas, serão relacionadas posteriormente em tópico específico. No presente tópico, procura-se determinar o valor desta perda, de acordo com o estudo realizado por Nunziata (2004).

O autor afirma que quanto maior o número de desviadores, maior será a perda total de protensão por atrito. Uma viga, nesse exemplo, aderida de 5 desviadores equidistantes é solicitada por uma carga de protensão P . Rumo ao desviador central, há uma perda de protensão a cada passagem por um desviador. Essa perda é proporcional tanto ao ângulo (α) quanto a um coeficiente de atrito, denominado f . O esquema da redução da força de protensão pode ser visto na FIGURA 2-14:

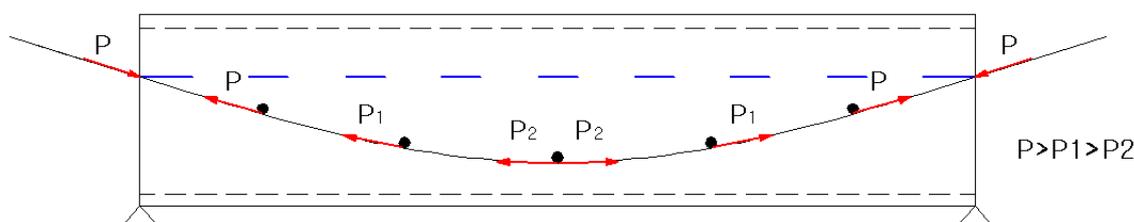


FIGURA 2-14 - ESQUEMA DE PERDAS NOS DESVIADORES
 FONTE: NUNZIATA (2004, p. 31) Modificado pelo autor (2013).

Analisando isoladamente um desviador para a determinação da perda, Nunziata (2004) propõe o seguinte diagrama de forças (FIGURA 2-15):

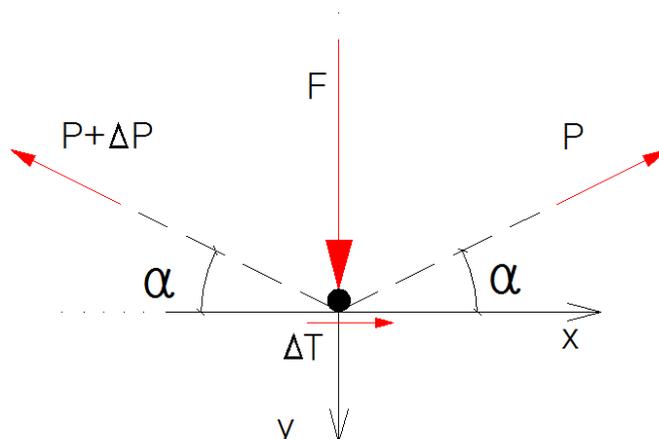


FIGURA 2-15 - ESQUEMA DE FORÇAS DAS PERDAS NOS DESVIADORES
 FONTE: NUNZIATA (2004, p. 31) Modificado pelo autor (2013).

Consideram-se os ângulos iguais pois são muito próximos.

Onde:

- P Força de protensão inicial
- ΔP Perda de protensão
- ΔT Força de Atrito do contato entre o cabo e o desviador
- F Reação do desviador ao cabo de protensão

Sendo assim, a determinação da perda é dada pelas equações da estática nos eixos X e Y:

- Eixo Y

$$F - P \operatorname{sen} \alpha - (P + \Delta P) \operatorname{sen} \alpha = 0$$

$$F = 2P \operatorname{sen} \alpha - \Delta P \operatorname{sen} \alpha \quad (1)$$

- Eixo X

$$P \operatorname{cos} \alpha + \Delta T - (P + \Delta P) \operatorname{cos} \alpha = 0$$

$$\Delta T = \Delta P \operatorname{cos} \alpha$$

Temos que:

$$\Delta T = fF,$$

Sendo assim,

$$fF = \Delta P \cos \alpha$$

$$F = \frac{\Delta P}{f} \cos \alpha$$

Substituindo a equação (1), temos:

$$2P \operatorname{sen} \alpha - \Delta P \operatorname{sen} \alpha = \frac{\Delta P}{f} \cos \alpha$$

$$\operatorname{sen} \alpha (2P - \Delta P) = \frac{\Delta P}{f} \cos \alpha$$

$$2P - \Delta P = \frac{\Delta P}{f} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha}$$

$$2P = \Delta P \left(\frac{1 + f \operatorname{tg} \alpha}{f \operatorname{tg} \alpha} \right)$$

Portanto:

$$\Delta P = P \left(\frac{2 f \operatorname{tg} \alpha}{1 + f \operatorname{tg} \alpha} \right)$$

Da equação, observa-se que para $\alpha = 0$, $\Delta P = 0$ (Não há contato efetivo entre o cabo e o desviador). A perda de protensão no desviador é função de P , f e α .

O valor de f é determinado experimentalmente, dependendo da tecnologia de protensão utilizada e pode ser fornecido pela empresa operante. Nunziata (2004) aconselha o uso de f entre 0,5 e 0,8. Esse autor recomenda cuidadosa experimentação e certificação sobre esses valores, caso as vigas e o sistema de protensão utilizados não sejam análogos àsquelas do seu estudo.

Em condições habituais, o ângulo α varia de 1° a 5° , conferindo uma perda de tensão por atrito da ordem de 2-10%. (NUNZIATA, 2004).

2.6 ANCORAGENS

Usadas para manter e transferir a força de protensão à peça, as ancoragens são utilizadas para impedir que o cabo volte à sua posição inicial após o tensionamento.

No ponto da viga onde a ancoragem é ligada, a força do cabo de protensão provoca tensões locais que juntamente com as tensões principais – da protensão e do carregamento externo - podem provocar o colapso dessa viga. (BELENYA, 1977).



FIGURA 2-16 - DETALHE DAS ANCORAGENS EM UMA VIGA METÁLICA PROTENDIDA
FONTE: NUNZIATA (1999, p. 7).

Troitsky (1990) menciona diversos tipos de ancoragem, tais como ancoragem com juntas roscadas; sistema Lee-McCall; ancoragem tipo cunha; ancoragem com luvas, ancoragem tipo concha e cunha, entre outros tipos muito difundidos nos Estados Unidos e Reino Unido. O autor também apresenta diferentes disposições das ancoragens abaixo da seção transversal da viga, conforme a FIGURA 2-17:

De acordo com a conceituação de Nunziata (2004), as ancoragens em estruturas metálicas protendidas têm alta semelhança com aquelas utilizadas em concreto protendido. Na prática, pode-se trabalhar com a maior parte das ancoragens utilizadas em concreto protendido. Segundo o autor, as ancoragens podem representar a parte mais delicada de toda a tecnologia de protensão.

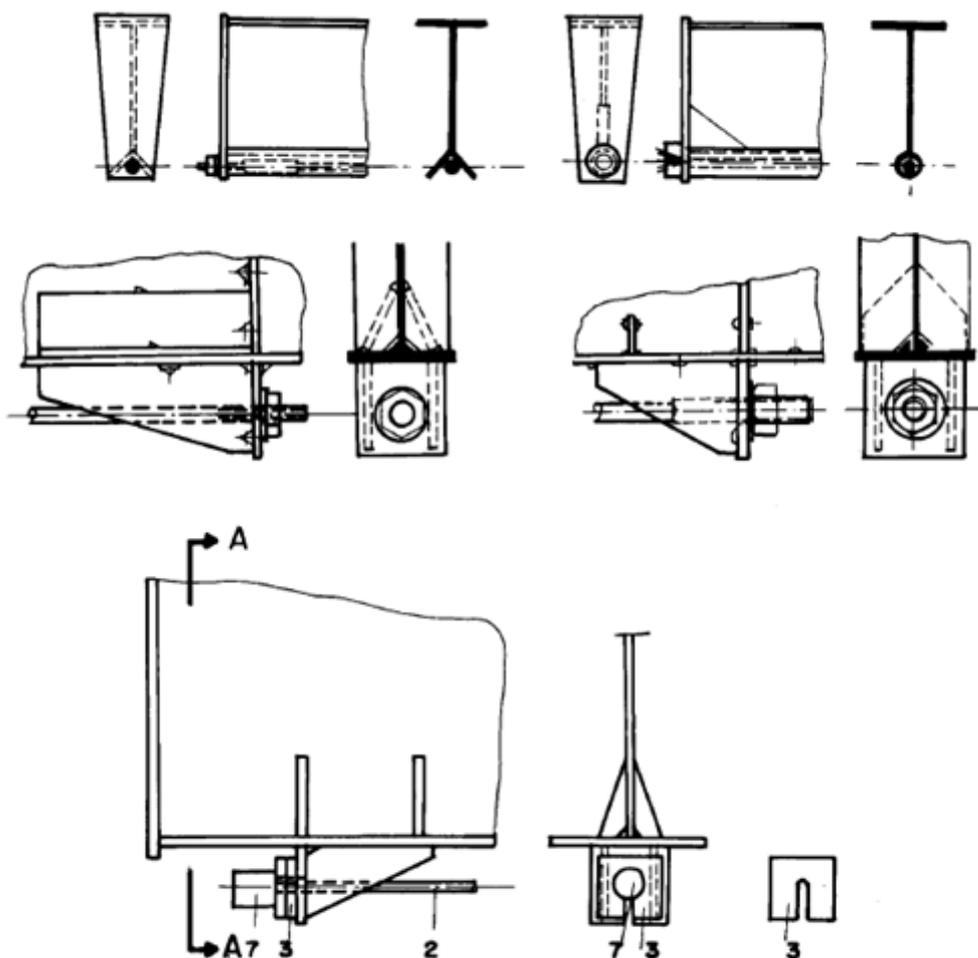


FIGURA 2-17 - ANCORAGENS SOB A MESA INFERIOR
 FONTE: TROITSKY (1990, p. 67). Modificado pelo autor (2013).

Como mostram a FIGURA 2-18 e a FIGURA 2-19, os principais componentes físicos do sistema de ancoragem em uma viga metálica são:

- A ancoragem propriamente dita, com as cunhas;
- A placa de distribuição das tensões, onde se apoiam as ancoragens;
- Enrijecedor horizontal.

O autor também referencia, como pode ser visto na FIGURA 2-18, a distância mínima entre os eixos dos cabos de protensão, de cinco vezes o diâmetro dos cabos nos sentidos horizontal e vertical.

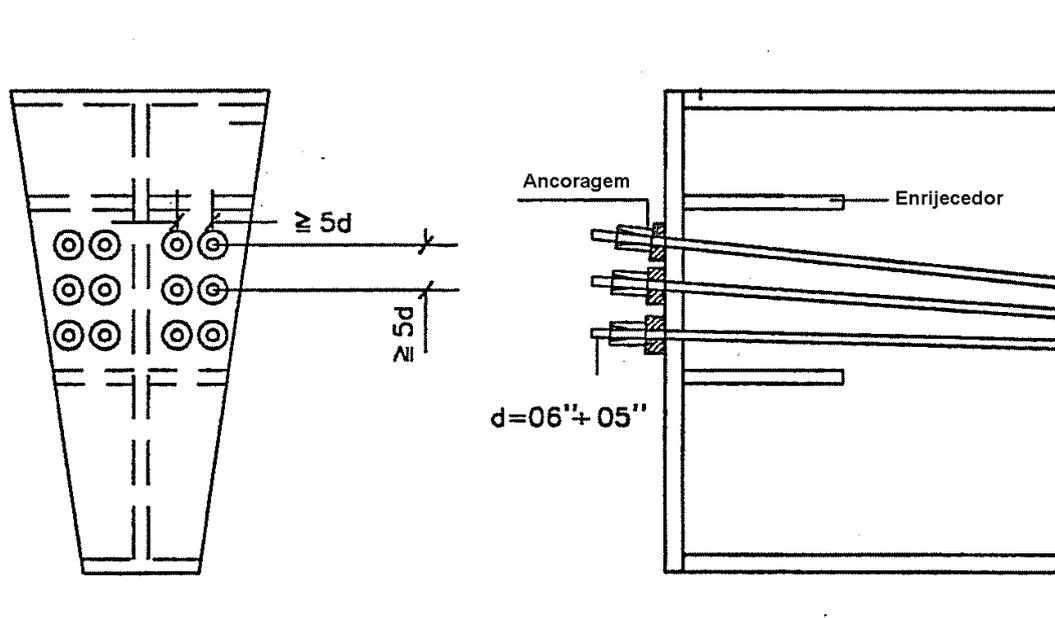


FIGURA 2-18 - ESQUEMA E ESPAÇAMENTO DE ANCORAGENS
FONTE: NUNZIATA (2004, p. 19) Modificado pelo autor (2013).

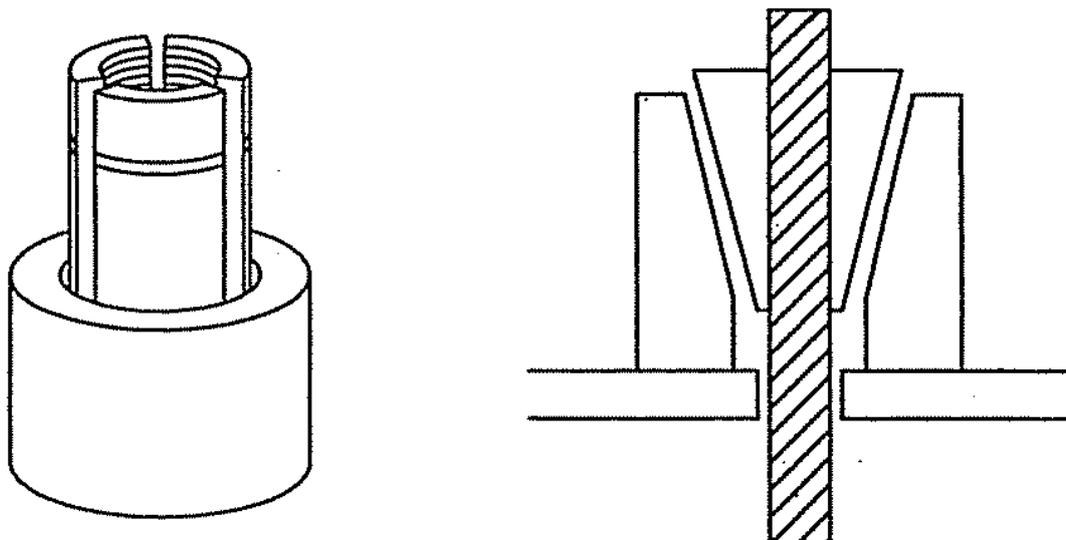


FIGURA 2-19 - DETALHE DAS ANCORAGENS
FONTE: NUNZIATA (2004, p. 20) Modificado pelo autor (2013).

Segundo o autor, o aperto é assegurado pelo contato permanente entre as cunhas e os fios. Os fios, na tendência de retornar à posição original, puxam consigo a cunha, sendo esta forçada no sentido de auto travamento. Vale ressaltar que este retorno causa uma perda de tensões, a ser levada em consideração nos cálculos.

O processo de ancoragem é determinado por três fases, conforme a FIGURA 2-20:

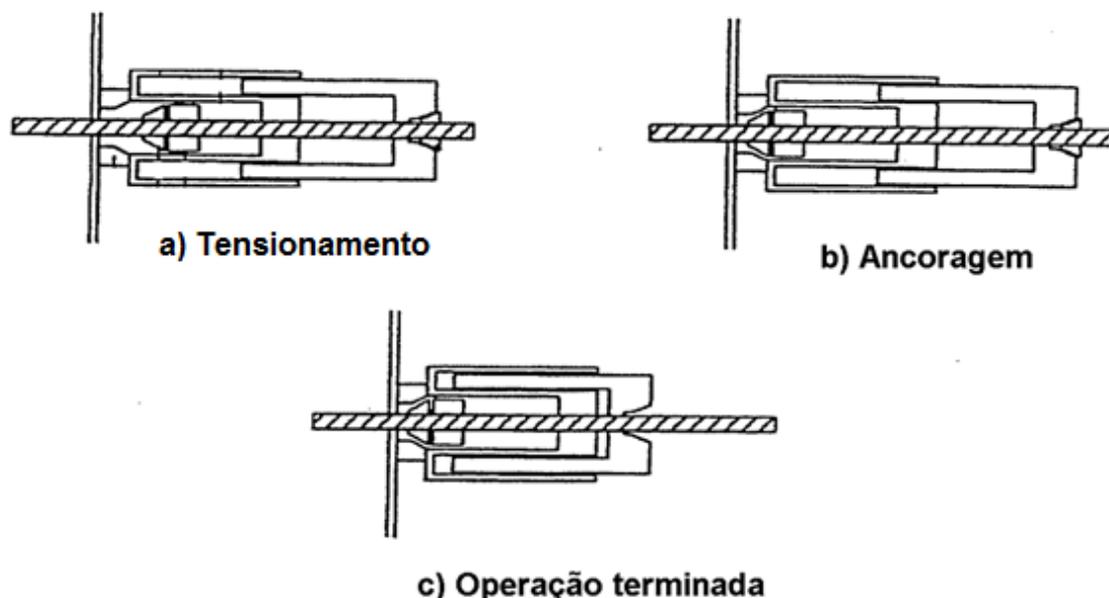


FIGURA 2-20 - ESQUEMA DE FUNCIONAMENTO DAS ANCORAGENS
 FONTE: NUNZIATA (2004, p. 20). Modificado pelo autor (2013)

Segundo o autor, o tensionamento do cabo é feito mediante o uso de macacos hidráulicos, apoiados na placa de distribuição. Os cabos podem ser içados separadamente ou em conjunto, especificando o uso de macacos individuais ou múltiplos. Os macacos individuais são relativamente leves e bem manuseáveis (aproximadamente 20 kg), enquanto os múltiplos dão velocidade à operação e reduzem as resistências de atrito, apesar de serem grandes e pouco práticos.

2.7 PERDAS DE PROTENSÃO

São diversas as perdas de tensão decorrentes do processo de protensão, podendo ser localizadas ou de consideração uniforme ao longo do cabo. Sendo assim, para que a força de protensão em exercício aplicada na viga seja efetivamente a calculada, deve-se impor no tensionamento do cabo um acréscimo de força, equivalente à perda. Esse acréscimo garantirá a força de protensão objetivada após a ocorrência das diversas perdas, que podem ser imediatas ou conferidas com o tempo.

2.7.1 Perdas por acomodação das ancoragens

Segundo Rezende (2004), O valor do deslizamento é função da ancoragem e da estrutura usada, fornecido pelos fabricantes de protensão. O valor médio da perda no conjunto com a ancoragem em cordoalhas varia entre 4 mm a 6 mm.

$$\delta = \frac{\Delta p_1 L_t}{E_c A_c}$$

$$\Delta p_1 = \frac{\delta E_c A_c}{L_t}$$

Onde:

- δ Encurtamento da cordoalha devido ao sistema de ancoragem;
- Δp_1 Perda de protensão devido à ancoragem;
- E_c Módulo de elasticidade do cabo;
- A_c Área total da armadura ativa;
- L_t Comprimento do cabo.

2.7.2 Perdas por deformação instantânea da viga metálica

Rezende (2004) afirma que quando se tem mais de um cabo, a deformação na viga metálica provocada pelo cabo que está sendo tracionado acarreta perda de tensão nos cabos já ancorados. Nesse caso, deve ser calculado um valor médio ou sobretensionar os cabos para que após o tensionamento todos tenham a mesma força de protensão, o que não é muito prático operacionalmente.

De acordo com a NBR 6118:2003, para uma viga de “n” cabos:

$$\Delta p_2 = \frac{(n-1)}{2n} \alpha \sigma A$$

Onde:

- Δp_2 Perda por deformação instantânea dos cabos;
 σ Tensão inicial na viga ao nível do baricentro da armadura de protensão devida à protensão simultânea dos “n” cabos;
 α Relação entre o módulo de elasticidade da viga e da armadura ativa;

2.7.3 Perdas por relaxação dos cabos

De acordo com Rezende (2004), a relaxação do aço corresponde a uma diminuição de tensão no aço quando a armadura é mantida com comprimento constante. Ou seja, ocorre um alívio de tensões.

De acordo com a NBR 6118:2003, item 9.6.3, a perda por relaxação dos cabos é dada por:

$$\Delta p_3 = N\psi(t-t_0)$$

Onde:

- Δp_3 Perda por relaxação dos cabos
 $\psi(t-t_0)$ Coeficiente determinado pela NBR 6118:2003¹, de acordo com as equações abaixo:

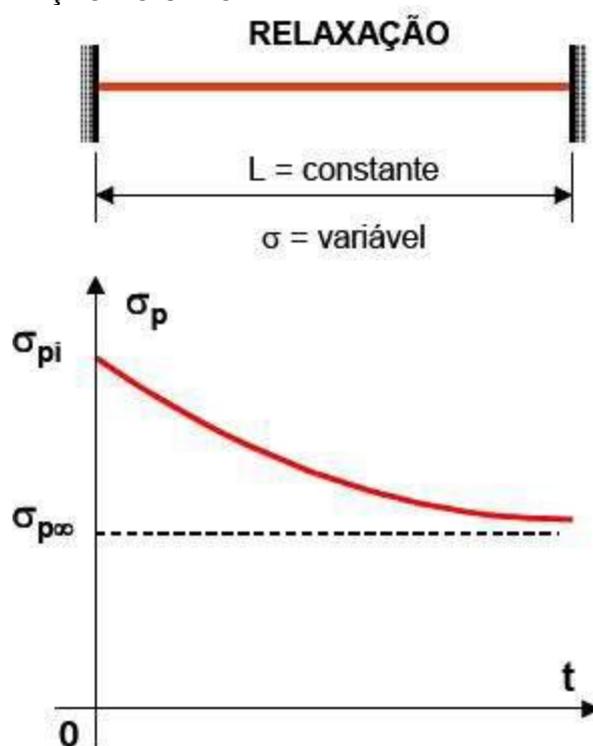
¹ Os valores médios da relaxação, medidos após 1 000 h à temperatura constante de 20°C, para as perdas de tensão referidas a valores básicos da tensão inicial de 50% a 80% da resistência característica f_{ptk} (ψ_{1000}), são reproduzidos na tabela 8.3 da NBR. Os valores correspondentes a tempos diferentes de 1 000 h, sempre a 20°C, podem ser determinados a partir da seguinte expressão, onde o tempo deve ser expresso em dias. Pode-se considerar, no tempo infinito, a segunda equação. De forma prática, a NBR 7483:2005 propõe que os resultados de relaxação para 1000h sejam extrapolados do ensaio de 100h.

$$\psi(t, t_0) = \psi_{1000} \left(\frac{t - t_0}{41,67} \right)^{0,15}$$

$$\psi_{\infty} = 2,5\psi_{1000}$$

Rezende (2004) ilustra no GRÁFICO 2.2 a relaxação do cabo no decorrer do tempo:

GRÁFICO 2.2 - RELAXAÇÃO DO CABO



FONTE: REZENDE (2004, p. 77)

Troitsky (1990) se referencia à relaxação dos cabos em ordem prática, dividindo a força de protensão necessária calculada por um coeficiente de valor 0,95. Sendo assim, a força efetiva a ser empregada é majorada em aproximadamente 5,2% para a consideração dessa perda.

Nunziata (2004) se referencia à relaxação nos cabos como uma deformação viscosa lenta que causa uma perda de tensão nos fios de aço de comprimento constante e sujeitos a uma tensão inicial. A recomendação italiana para a determinação do valor desta perda, na ausência de dados experimentais, se aproxima da indicação brasileira supracitada.

2.7.4 Perdas por atrito nos desviadores

Como visto no item 2.2.3, a perda de protensão por atrito nos desviadores é dada pela seguinte equação:

$$\Delta P = P \left(\frac{2 f t g \alpha}{1 + f t g \alpha} \right)$$

Segundo Nunziata (2004), esta perda é a única perda instantânea significativa em detrimento das demais. No concreto protendido, as estimativas das demais perdas são fundamentais. Nas estruturas metálicas protendidas, no entanto, essas demais perdas não têm grande significância já que se relacionam a fenômenos característicos do concreto, como retração e fluência. Para o dimensionamento, este autor propõe a consideração somente das perdas por atrito e de relaxação dos cabos.

2.7.5 Perdas totais

As perdas que serão consideradas serão somente as do atrito nos desviadores e a relaxação dos cabos. Nunziata (2004) evidencia o fato de que a conceituação sobre esses dois modelos de perda tem fundamento experimental.

Em uma primeira fase de cálculo, os valores de perda são estabelecidos para serem verificados em uma segunda fase executiva. Nas estruturas analisadas no texto do autor, foi possível considerar perdas totais (de atrito e

relaxação) na ordem de 5 a 15%, sendo o valor assumido nos exercícios práticos de 10%.

Adota-se, para este fim, um coeficiente² de majoração para a consideração das perdas de protensão, denominado β . Usualmente, $\beta=1,10$. É uma metodologia prática bastante funcional. Dessa forma, são consideradas as demais perdas menos significativas que não entraram no cálculo da estimativa.

Para a consideração das perdas de protensão são necessárias duas simplificações de cálculo, de acordo com Nunziata (2004). São elas:

- A força de protensão é considerada constante ao longo do cabo;
- A força de protensão é considerada de igual valor da sua componente horizontal – A pequena inclinação do cabo é desconsiderada.

Para a análise das tensões na seção metálica e devida verificação quanto à tensão máxima admissível, são analisadas duas situações. A nomenclatura destes casos varia entre os autores. Neste trabalho será utilizada a nomenclatura proposta por Rezende (2004). As situações são:

- Situação em vazio;
- Com todos os carregamentos.

A situação em vazio é o momento inicial quando é aplicada a força de protensão. Sendo assim, atuam somente os esforços da carga de protensão e o peso próprio da viga.

A situação com todos os carregamentos inclui, além das cargas do caso anterior, os carregamentos externos (cargas permanentes e acidentais).

² Para uma perda de tensão de 10%, temos:
 $\beta.P - P = 10\% . \beta.P \rightarrow \beta = \frac{1}{0,9} = 1,11 \cong 1,10$

Como será visto em tópicos posteriores, na análise estática das seções, a consideração das perdas de protensão será feita somente na situação em vazio, incidindo o fator β . A análise nesse estado é mais crítica, pois considera a força efetiva que é aplicada na peça (Força de protensão final somada ao excedente das perdas).

Na situação com todos os carregamentos, no entanto, não é majorada a força de protensão. Considera-se neste caso que as perdas já se efetivaram, e a carga de protensão atuante é aquela final de cálculo.

2.8 VIGAS HIPERESTÁTICAS

Segundo Nunziata (2004), a principal diferença entre as vigas isostáticas e as vigas contínuas é que estas, mesmo sem a presença de carregamento externo, a única existência da protensão já gera reações de vínculo/restrrição, que incidirão no estado de sollicitação.

As considerações para o caso especial de vigas hiperestáticas se dão principalmente quando há mais de dois apoios (continuidade). Será visto nesse capítulo que algumas das propriedades relatadas nos tópicos anteriores, para o caso geral de vigas metálicas protendidas, aqui não se aplicam ou, ainda que se apliquem, requerem considerações diferenciadas. Isto poderá ser visto, por exemplo, nas particularidades do pré-dimensionamento e do traçado dos cabos.

Os ensaios de Nunziata (2004) foram realizados com vigas bi-apoiadas de apoio simples (isostáticas). Para garantir esse tipo de apoio, a viga foi conformada como mostra a FIGURA 2-21.



FIGURA 2-21 - DETALHE DO APOIO DA VIGA DOS ENSAIOS DE NUNZIATA, CONFIGURANDO RÓTULA NO APOIO.
FONTE: NUNZIATA (1999, p. 7).

Nunziata (2004) lista os principais usos das vigas contínuas, que são mais difundidas na atualidade do que no passado. Nas grandes estruturas, são muito usadas em pontes e viadutos. Nas estruturas menores, em edifícios e galpões.

Ao menos um dos apoios deve impedir o deslocamento horizontal, geralmente um apoio intermediário. Em relação às vigas isostáticas, as hiperestáticas apresentam vantagens e desvantagens, que devem ser avaliadas pelo projetista previamente à tomada de decisão sobre a opção mais interessante. São elas:

a) Vantagens

- Solicitações de flexão menores, devido à redução dos vãos;
- Maior rigidez;
- Ancoragens e dispositivos de apoio menores.

b) Desvantagens

- Sensibilidade às deformações dos apoios;
- Forte oscilação das solicitações;
- Maiores perda de protensão por atrito;
- Seções sujeitas à flexão e cisalhamento que atingem o máximo valor simultaneamente.

Quanto às diferenças de solicitação entre as vigas isostática e hiperestática, essas acontecem da seguinte forma:

Na viga isostática a carga de protensão gera um diagrama de momentos fletores solicitante que confere uma inflexão em sentido oposto ao carregamento externo, causando um deslocamento no meio do vão δ_c (contra flecha).

Na viga hiperestática, a presença de um vínculo intermediário impede a formação do deslocamento intermediário δ_c , gerando uma reação nesta região (R_c) (FIGURA 2-22.b). Essa reação induz a formação de reações nos apoios extremos (R_a e R_b). Esse sistema de reações secundárias produzirá um momento hiperestático de protensão ($M_{p_{hip}}$) (FIGURA 2-22.d). O momento resultante (M_p) é a soma dos momentos devido à protensão.

$$M_p = M_{p_{hip}} + M_p^o$$

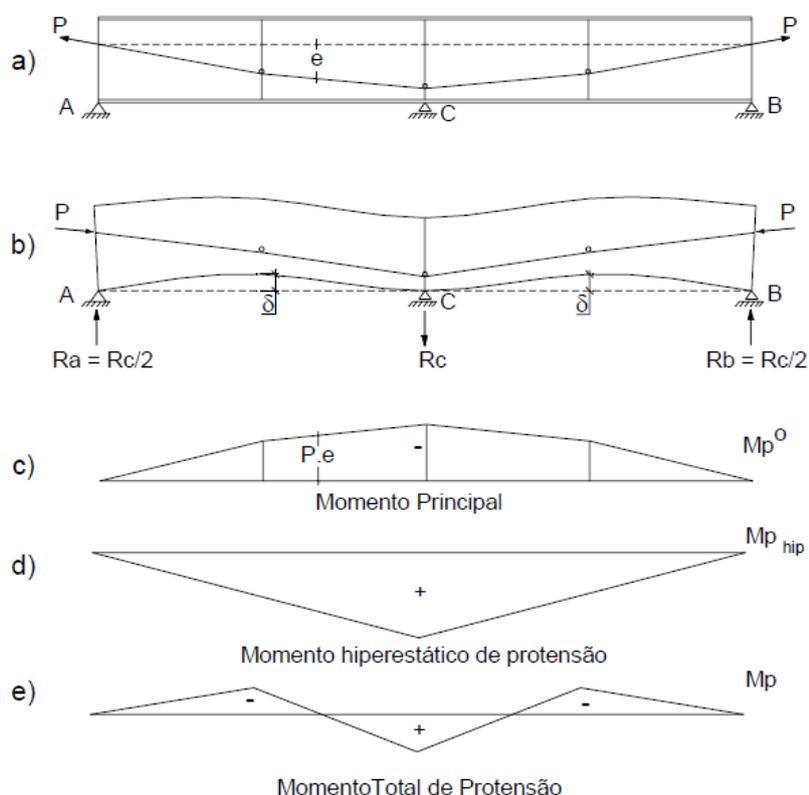


FIGURA 2-22 - FORMAÇÃO DO MOMENTO DE PROTENSÃO NA VIGA CONTÍNUA
 FONTE: FERREIRA (2007, p.31).

O momento em cada seção da viga será dado pelo produto entre a excentricidade (e_i) e a carga P de protensão, em que:

$$e_i = M_P/P$$

Nota-se que em vigas isostáticas, a excentricidade (e) coincide com a excentricidade do cabo à linha neutra, ou seja, com o traçado do cabo. Em vigas hiperestáticas, no entanto, a excentricidade efetiva para cálculo (e_i) é relativa à distância do diagrama de momento total de protensão à linha neutra, que não coincide com o traçado do cabo. Esse momento define as tensões resultantes na peça e é a base para a formulação de um sistema de cargas equivalentes, que será tratado como um problema de teoria das estruturas

hiperestáticas³. O desenvolvimento de cargas equivalentes de acordo com o M_P pode ser visto na FIGURA 2-23.b, em que as cargas H e F_2 serão absorvidas pelo apoio, logo as cargas úteis ao sistema de cargas equivalentes são expressas na FIGURA 2-23c.

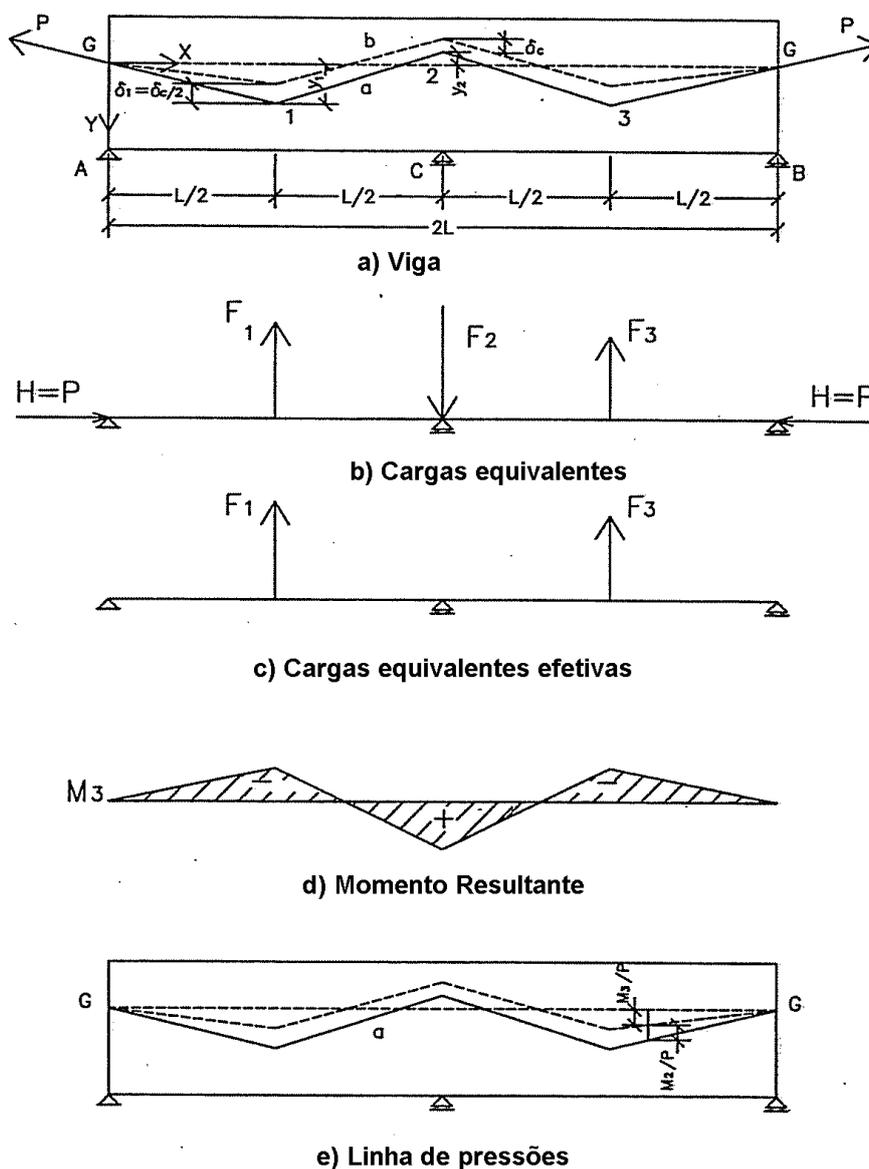


FIGURA 2-23 - CARGAS EQUIVALENTES DO MOMENTO DE PROTENSÃO
 FONTE: NUNZIATA (2004, p. 105).

³ O cálculo do método das cargas equivalentes será particularizado junto à resolução de exercícios de vigas contínuas no capítulo 4.

O método de cálculo pelo sistema de cargas equivalentes também pode ser utilizado em vigas isostáticas. No entanto, a análise da tensão nas seções críticas da peça mostra-se como mais viável e de fácil compreensão, preterindo o primeiro método. Em vigas hiperestáticas, no entanto, o sistema de cargas equivalentes pode ser mais interessante, em especial para a determinação das flechas, devido às particularidades deste tema já citadas.

Para qualquer grau de hiperestaticidade, o momento hiperestático de protensão (M_{hip}) tem um comportamento linear entre os apoios. Para determinar o momento total de protensão (M_p), pode-se então alçar o diagrama de momentos hiperestáticos (M_{hip}) sobre o apoio intermediário (ou apoios), mantendo-o inalterado sobre os apoios de extremidade.

Segundo Nunziata (2004), contrário ao proposto para vigas isostáticas, recomendam-se para as vigas contínuas seções I simétricas em relação aos eixos X e Y, devido à constante inversão do sinal dos momentos fletores ao longo da viga.

Para uma distribuição de momentos fletores mais homogênea, recomendam-se tramos externos com um valor de 80% do vão central, no caso de somente um tramo intermediário. Em vigas com quatro ou mais tramos, recomendam-se tramos iguais.

A viga contínua pode configurar cabos excessivamente tortuosos e longos, aumentando as perdas de protensão por atrito. Uma solução proposta pelo autor é ancorar intermediariamente os cabos nas regiões sobre os apoios, conforme ilustra a FIGURA 2-24.

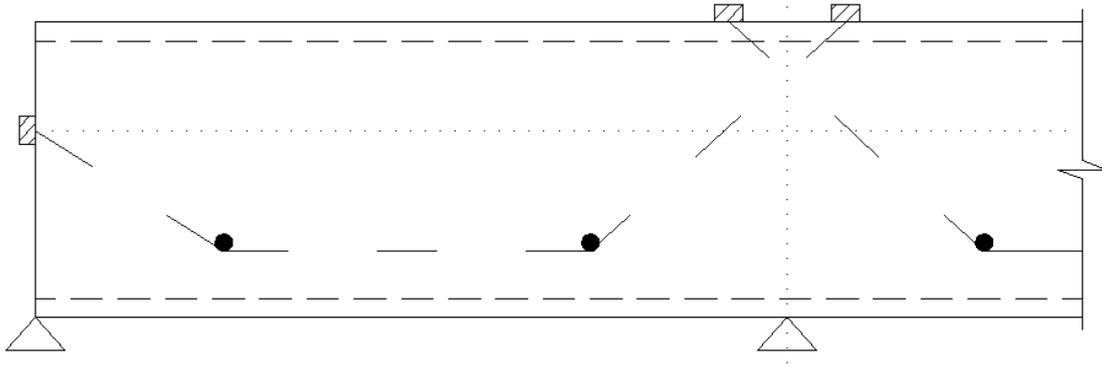


FIGURA 2-24 – ALTERNATIVA PARA ANCORAGEM
 FONTE: O AUTOR (2013).

Outra solução proposta pelo autor para reduzir as perdas por atrito é a adoção de cordoalhas engraxadas, além do engraxamento dos pinos (desviadores).

2.8.1 Cálculo de vigas contínuas protendidas

Existem dois métodos de cálculo para a determinação das tensões nas peças contínuas, de acordo com Nunziata (2004). Um deles é um método clássico e o outro é proposto pelo autor. A segunda alternativa confere um resultado muito aproximado ao do primeiro, com precisão oportuna. Apresentam-se a seguir, resumidamente, o esquema de cálculo dos dois métodos. Os passos 1) e 2) são necessários a ambos.

1) Pré-dimensionamento da peça, respeitando as novas dimensões quando comparadas às vigas isostáticas.

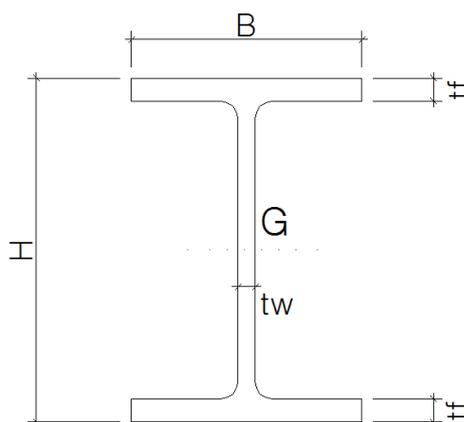


FIGURA 2-25 – PRINCIPAIS PARÂMETROS GEOMÉTRICOS EM VIGAS CONTÍNUAS
 FONTE: NUNZIATA (2004, p.113) Modificado pelo autor (2013).

Onde:

$$H \quad \frac{L}{25} \text{ a } \frac{L}{35}^4;$$

L Dimensão do vão;

$$B \quad \frac{H}{2} \text{ a } \frac{H}{3};$$

$$t_f \quad 10 \text{ a } 40\text{mm};$$

$$t_w \quad 8 \text{ a } 15\text{mm}.$$

2) Calcula-se a envoltória de momentos fletores na viga, de acordo com todas as hipóteses de carregamento acidental em uma viga contínua, conforme a FIGURA 2-26.

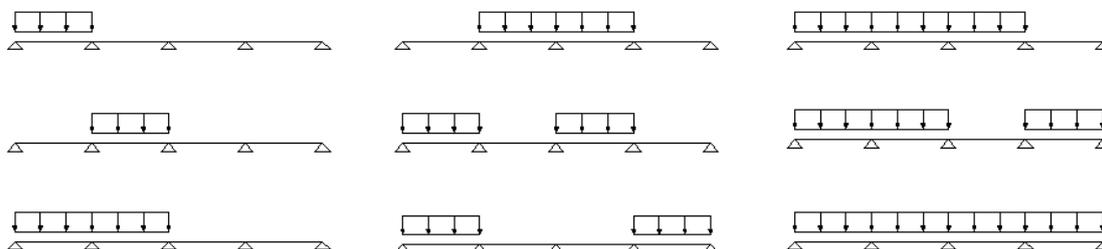


FIGURA 2-26 – HIPÓTESES DE CARREGAMENTO EM UMA VIGA CONTÍNUA DE 4 TRAMOS
 FONTE: O AUTOR (2013)

⁴ Em caso de vigas com tramos maiores do que 90m, recomenda-se adotar mísulas, com vigas de altura de $\frac{L}{40}$ a $\frac{L}{50}$ à meia-seção e de $\frac{L}{15}$ a $\frac{L}{25}$ sobre os apoios.

a) Método clássico

3) Calcula-se a força de protensão de forma análoga ao dimensionamento que será realizado em tópico posterior. Essa força deverá ser calculada na seção mais solicitada, considerando os momentos máximo e mínimo, adotando o mínimo valor de protensão encontrado. A seção mais solicitada será aquela em que a diferença entre os máximos momentos (em módulo) positivo e negativo for maior. Geralmente isso ocorre próximo ao meio de algum dos tramos ou sobre um apoio intermediário.

4) Desenha-se a curva de pressões e o fuso limite – a ser demonstrado na sequência - e define-se o traçado do cabo, que em geral acompanha o diagrama de momentos fletores. Pode ser necessário determinar o traçado do cabo calculando o diagrama de momentos fletores pelo método das cargas equivalentes.

5) Iterações a fim de aperfeiçoar o traçado do cabo dentro do fuso limite, reduzindo esforços complementares tal como o cisalhamento.

b) Método simplificado

3) Determina-se o traçado do cabo seguindo o diagrama de momentos e buscando a maior excentricidade na região de máximo momento positivo e também de máximo momento negativo sobre os apoios intermediários. As ancoragens finais são feitas nos centros de gravidade da seção.

4) Determina-se, a partir do traçado do cabo, o esquema de cargas equivalentes, extraíndo o diagrama de momentos deste método. As forças estarão em função da força de protensão aplicada, que neste momento ainda é uma incógnita.

5) Determina-se a seção mais solicitada, que é aquela de maior valor absoluto da diferença do momento gerado pelo carregamento externo e do momento gerado pelo esquema de cargas equivalentes. Nesta seção, na situação em vazio, determina-se a força de protensão P , em função das tensões limites máximas.

6) Verificam-se as tensões na situação com todos os carregamentos.

2.9 TRELIÇAS

De acordo com Belenya (1977), as treliças protendidas podem ser divididas em dois principais tipos:

- Treliças em que os cabos estão localizados apenas nas barras mais solicitadas, em que cada barra é comprimida por seus cabos individuais. (FIGURA 2-27.a)

O projeto desse tipo de treliça é mais complexo e exige um maior número de ancoragens.

- Treliças em que os cabos estão localizados por todo o vão ou parte dele, protendendo a maioria ou a totalidade das barras.

Esse segundo tipo de treliça é comumente mais efetivo. As treliças dimensionadas neste trabalho seguem esta conformação. (FIGURA 2-27.b-g).

2.9.1 Traçado dos cabos

De acordo com Belenya (1977), as treliças em que os cabos estão localizados por todo o vão ou parte dele, protendendo a maioria ou a totalidade

das barras geralmente são as mais efetivas e permitem uma maior diversidade de disposição dos cabos. (FIGURA 2-27.b-g).

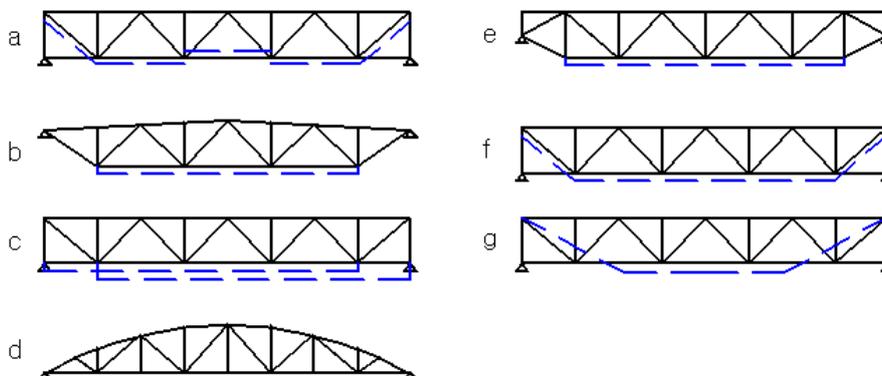


FIGURA 2-27 - DIFERENTES TRELIÇAS COM CABOS TOTAIS OU PARCIAIS
 FONTE: BELENYA (199, p.230)

A economia de material em treliças com apenas um vão e apenas um cabo varia de 10 a 12% em relação a treliças metálicas comuns (quando 40 a 50% do peso de uma treliça estão em sua parte inferior e a força ao longo deste bordo se mantém constante, como visto na FIGURA 2-27.d). Nesse caso, a economia em peso será de 12 até 16% em relação a treliças não protendidas.

Quando os cabos são posicionados fora da treliça, como mostra a FIGURA 2-28, a economia em aço em relação a treliças não protendidas varia de 25 a 30%. A adoção desse tipo de treliça é limitada por suas grandes dimensões e pela dificuldade em apoiar o cabo.

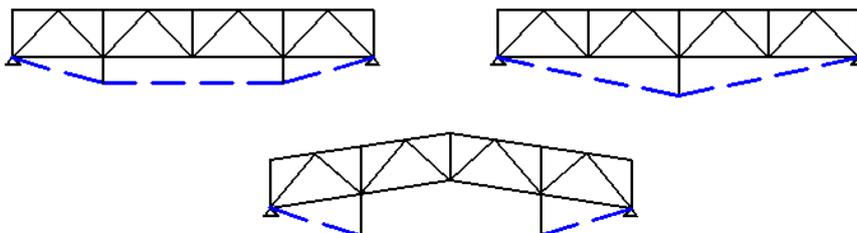


FIGURA 2-28 - CABOS POSICIONADOS FORA DA TRELIÇA
 FONTE: BELENYA (1977, p.232)

Treliças em forma de arco, como mostra a FIGURA 2-29 são uma ótima solução, pois a tensão devido à protensão é passada a todas as barras, como ocorre em treliças com cabos externos, e suas dimensões não são aumentadas. Essas treliças só devem ser protendidas quando em sua posição final.

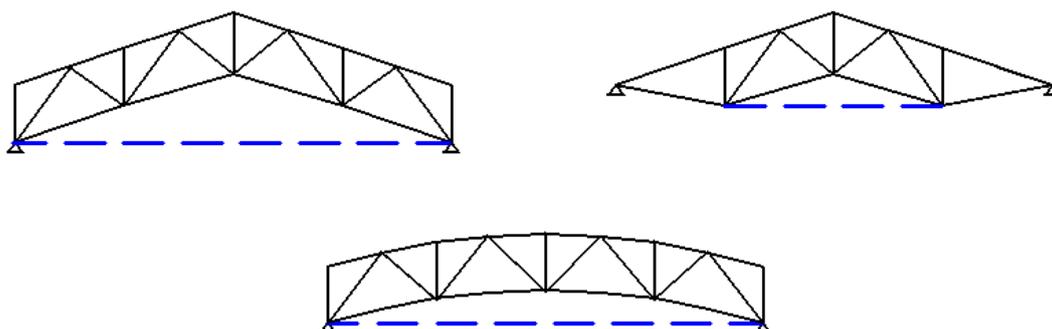


FIGURA 2-29- TRAÇADO DOS CABOS EM TRELIÇAS EM FORMA DE ARCO
FONTE: BELENYA (1977, p.233)

A efetividade de treliças protendidas depende da escolha do modelo, da configuração e da inclinação dos cabos.

Para treliças contínuas o traçado dos cabos pode ser como o indicado na FIGURA 2-30.

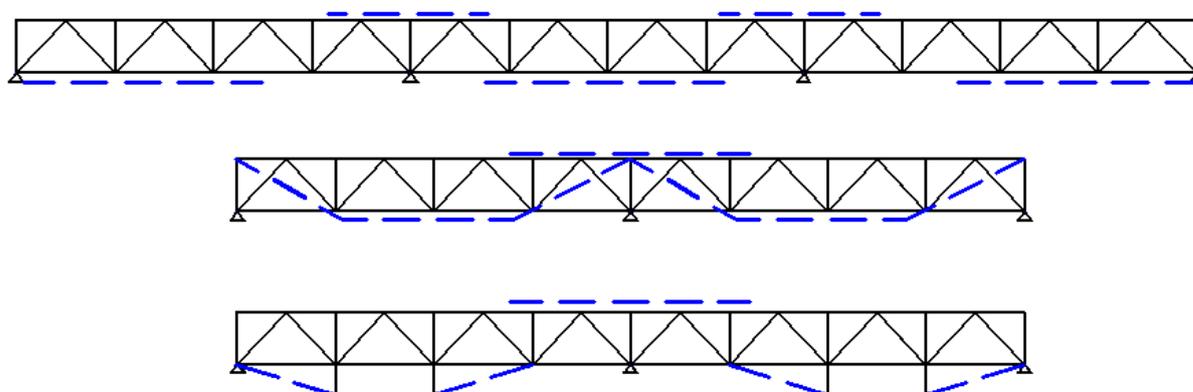


FIGURA 2-30 - TRAÇADO DOS CABOS EM TRELIÇAS CONTÍNUAS
FONTE: BELENYA (1977, p.235)

2.9.2 Equações de Dimensionamento para treliças bi-apoiadas

$$F_{i,x} \leq \frac{F_{ri} A_i}{W_t}$$

$$X + \Delta X \leq f_t A_t$$

Onde:

$F_{i,x}$ Força devido à força de protensão X

F_{ri} Força resistente da treliça

A_i Área da seção transversal da barra

W_f Coeficiente de flambagem

X Força de protensão

ΔX Aumento da força de protensão devido ao carregamento externo (depois da protensão)

f_t Tensão máxima no cabo

A_t Área da seção transversal do cabo

Troitsky (1990), em sua obra, referencia a equação de Maxwell-Mohr para calcular o acréscimo da força de protensão devido ao uso da estrutura.

$$\Delta X = \frac{\sum_i \frac{F_{i,x=1} F_{i,q} l_i}{EA_i}}{\sum_i \frac{(F_{i,v=1})^2 l_i}{EA_i} + \frac{l_t}{E_t A_t}}$$

Onde:

$F_{i,x=1}$ Força na barra devido à força de protensão unitária

$F_{i,q}$ Força na barra devido a carregamento externo

L_i Comprimento destravado da barra

EA_i Rigidez da barra

L_t Comprimento do cabo

E_t Módulo de elasticidade do cabo

A_t Área da seção transversal do cabo

$F_{i,v=1}$ Força unitária de projeto na barra

Segundo Troitsky (1990), cada barra das treliças protendidas deve ser analisada separadamente, de acordo com itens abaixo:

a) Barras solicitadas apenas por carregamentos externos em que a força de protensão não atua devem ser dimensionadas como barras metálicas não protendidas sujeitas a esforço axial.

b) Barras comprimidas também solicitadas por tensões devido à protensão:

Se $F_{i,q} > F_{i,x=1}(X + \Delta X)$:

$$F_{i,q} - F_{i,x=1}(X + \Delta X) \leq \frac{f_{all}Ag}{W_f}$$

Se $F_{i,q} < F_{i,x=1}(X + \Delta X)$:

$$F_{i,q} + F_{i,x=1}(X + \Delta X) \leq \frac{f_{all}Ag}{W_f}$$

c) Barras comprimidas onde a força de compressão devida a protensão também atua:

$$F_{i,q} + F_{i,x=1}(X + \Delta X) \leq \frac{f_{all}Ag}{W}$$

d) Barras tracionadas também solicitadas por tensões devido à protensão

$$F_{i,x=1}(X + \Delta X) + F_{i,q} \leq f_{all}An$$

e) Barras tracionadas onde a força de compressão devido à protensão também atua

Se $F_{i,q} > F_{i,x=1}(X + \Delta X)$:

$$F_{i,q} - F_{i,x=1}(X + \Delta X) \leq f_{all}An$$

Se $F_{i,q} < F_{i,x=1}(X + \Delta X)$:

$$F_{i,x=1}(X + \Delta X) - F_{i,q} \leq \frac{f_{all} Ag}{W_f}$$

2.9.3 Cálculo da flecha

A flecha em um nó pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$\delta = \sum \frac{S_{i,i} S_{i,x} L}{EA_i}$$

Onde:

- δ Flecha da treliça no nó considerado;
- $S_{i,i}$ Força devido à força de protensão unitária;
- L Comprimento do vão;
- $S_{i,x}$ Força devido à força de protensão X.

2.9.4 Considerações construtivas

Belenya (1977) afirma que é preferível protender os cabos antes do posicionamento final da treliça.

O número de cabos de protensão deve ser o menor possível (de preferência um) para que o número de ancoragens também seja reduzido.

Caso sejam necessários dois cabos de protensão, as ancoragens devem ser simétricas ao centro de gravidade da seção transversal.

2.10 AÇÕES CONTRUTIVAS

Apesar de não consistir no objetivo principal deste trabalho, relatar sucintamente sobre ações construtivas de estruturas metálicas protendidas mostra-se interessante a fim de ilustrar o processo.

Algumas operações devem ser executadas sempre com os devidos cuidados, já que o processo de protensão é bastante delicado. Sendo assim, garante-se que a protensão de vigas metálicas seja realizada com sucesso.

Essas operações são:

- Corte e montagem dos cabos;
- A correta colocação dos desviadores, cabos e ancoragens;
- Tensionamento das armaduras através de macacos hidráulicos;
- Ancoragem dos cabos;
- Protensão sucessiva dos demais cabos;
- Proteção contra a corrosão da estrutura

A última operação é mencionada por Troitsky (1990).

Segundo Troitsky (1990), os cabos precisam ser conectados à ancoragem, que está fixada na estrutura. Sendo assim, a força pode ser

aplicada na viga inteira ou em parte dela. É preciso garantir que os cabos estejam bem atados às ancoragens e que a conexão com a estrutura esteja imóvel.

A FIGURA 2-31 e a FIGURA 2-32 ilustram o carregamento para ensaio na viga metálica protendida de Nunziata (1999).



FIGURA 2-31 - CARREGAMENTO DA VIGA DO ENSAIO DE NUNZIATA (1999)
FONTE: NUNZIATA (1999, p. 8).



FIGURA 2-32 - VIGA DE NUNZIATA (1999) CARREGADA PARA ENSAIO
FONTE: NUNZIATA (1999, p. 8).

3 DIMENSIONAMENTO

3.1 MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES

Segundo Rezende (2004), dimensionar uma estrutura, pelo método dos estados limites, requer identificar todos os modos de colapso ou maneiras pela qual a estrutura poderia atingir algum dos estados limites, para que se determinem níveis aceitáveis de segurança contra essas ocorrências.

Rezende (2004) propõe para este método a terminologia do método dos coeficientes das ações e resistências, pois a esses dois fatores serão aplicados coeficientes de segurança. Esta técnica exige que nenhum estado limite aplicável seja excedido quando a estrutura for submetida às combinações de ações propostas. Os estados limites últimos (ELU) estão relacionados com a segurança da estrutura, junto à resistência das peças às solicitações. Os estados limites de serviço (ELS) se relacionam ao desempenho da estrutura sob as condições normais de serviço.

A autora também afirma que os coeficientes a minorar as resistências e a majorar as ações variam de acordo com o estado limite (ELU ou ELS), com o esforço tratado (flexão, tração e compressão, por exemplo) e com a natureza da ação.

Os coeficientes levam em conta:

- Desfavorecer a carga quanto a seu valor nominal;
- A possibilidade remota da ocorrência das diversas cargas simultâneas em seu valor máximo;
- As incertezas do comportamento real da estrutura sob os esquemas de carga. (NUNZIATA, 2004).

a) Estado limite de serviço

Estado limite de serviço se relaciona às condições de uso da estrutura e vincula-se intrinsecamente a durabilidade, aparência, boa utilização funcional da estrutura e conforto do usuário. (NBR 8800, 2008)

Nessa linha de raciocínio, desempenho em serviço consiste na capacidade da estrutura em manter-se em condições plenas de utilização. Assim sendo, não deve apresentar danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada. (NBR 6118, 2003 item 5.1.2.2)

Constata-se que o estado limite de serviço é atingido principalmente por:

- Deformações excessivas;
- Vibrações excessivas.

A combinação de cargas no ELS é do tipo:

$$F_d = G + P + Q_1 + \sum_{i=1}^{i=n} \psi_0 Q_i$$

Onde:

- P Carga de protensão;
- F_d Carga ou efeito de projeto;
- G Carga ou efeito permanente;
- Q_1 Carga ou efeito acidental principal;
- Q_i Carga ou efeito acidental secundário;
- ψ_0 Coeficiente redutor das cargas ou efeitos acidentais secundários.

Para esta combinação, Nunziata (2004) não recomenda o uso de coeficiente majoradores das cargas. O ψ_0 recomendado pelo autor é de 0,7.

b) Estado limite último

Segundo Rezende (2004), o estado limite último é atingido por três fatores principais:

1. Perda de equilíbrio da estrutura como corpo rígido;
2. Ruptura por qualquer tipo de solicitação: por separação física (rompimento) ou rótula plástica.

A rótula plástica é a transformação da estrutura em sistema hipostático por plastificação de seções na flexão. Os graus de hiperestaticidade da estrutura são reduzidos, podendo configurá-la como hipostática. Em outras palavras, quando uma seção se plastifica - prioritariamente a seção mais solicitada, quando atinge o momento de plastificação – nessa região forma-se a denominada 1ª rótula plástica. Dessa forma, essa seção é incapaz de absorver qualquer incremento de momento fletor.

O comportamento da peça torna-se então não linear, de forma que o aumento do momento fletor no restante do vão cresce em proporção cada vez maior a um incremento da carga, o que pode configurar uma 2ª rótula plástica. A viga, aderida de rótulas plásticas, pode tornar-se hipostática, levando a estrutura à ruína. (REZENDE, 2004).

3. Flambagem: o efeito da flambagem também pode ser entendido como instabilidade da peça. Sua verificação será feita junto ao dimensionamento.

A combinação de cargas no ELU é do tipo:

$$F_d = \gamma_G G + \gamma_P P + \gamma_q \left[Q_1 + \sum_{i=1}^{i=n} \psi_0 Q_i \right]$$

Para esta combinação, são recomendados os seguintes coeficientes de ponderação, segundo as NBR 6118:2007 (Tabela 1) e NBR 8800:2008 (Tabela 11.1)⁵ :

P	Carga de protensão;
γ_G	1,4 (desfavorável) ou 1 (favorável)
γ_P	1,2 (desfavorável) ou 0,9 (favorável)
γ_Q	1,5 (desfavorável) ou 0 (favorável)
ψ_0	0,7.

A carga de protensão adota valores diferentes de acordo com a situação em estudo. Na situação em vazio, mostra-se como desfavorável, pois prepondera, sendo a maior responsável pelos esforços de tração e compressão na seção. Assume, portanto, o valor de 1,2. Majorar a carga de protensão acima deste limite pode meditar contra flechas inexistentes.

Na situação com todos os carregamentos, a protensão é favorável, reduzindo os esforços provocados pelo carregamento externo, que neste segundo caso, são preponderantes. Adota-se, portanto, um valor menor, com pequena minoração, de 0,9.

Para exemplificar o que foi explanado acima, uma combinação de cargas usual para uma viga metálica protendida no ELU pode ser dada por:

Situação em vazio:

$$F_d = 1,4G^0 + 1,2 \times 1,1 \times P$$

Em que:

⁵ Os coeficientes de ponderação para os carregamentos externos foram retirados da norma brasileira de estruturas de aço (NBR 8800:2008). Já os coeficientes relativos à força de protensão foram retirados da norma brasileira de concreto (NBR 6118:2007), visto que a primeira não faz menção ao uso de protensão em suas peças.

- A carga permanente (G^0) é somente o peso próprio da viga;
- Não atuam cargas acidentais;
- O coeficiente $\beta=1,1$ é a consideração das perdas de protensão, Este acréscimo é atuante somente nessa situação.

Situação com todos os carregamentos:

$$Fd = 1,4G^1 + 0,9P + 1,5Q$$

Em que:

- A carga permanente (G^1) é o peso próprio da viga;
- O carregamento acidental é indicado por Q^1 ;
- As perdas de protensão se estabeleceram e não atuam mais na peça (Não há coeficiente β).

3.2 ESTADOS LIMITES NO DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS METÁLICAS

Em estruturas metálicas protendidas o dimensionamento acaba muitas vezes sendo realizado no estado limite de serviço e o estado limite último precisa ser verificado, ao contrário do que ocorre em estruturas de concreto armado. (REZENDE, 2004).

Isso se deve, principalmente, devido ao fato de que os fatores limitantes são geralmente as deformações (flechas) devido ao grande porte das peças. Como uma referência preliminar, o efeito predominante em vigas depende de seu vão. Para vigas com grandes vãos, acima de 12 metros, o efeito determinante para a definição de suas dimensões costuma ser a deformação.

Em situações mais comuns, em casos onde não se apliquem a protensão, em vãos intermediários, a flexão é determinante. Em casos de vãos muito curtos (ou situações onde há cargas importantes próximas aos apoios) o esforço cortante é geralmente o mais relevante.

No presente trabalho será abordada a primeira hipótese supramencionada (grandes vãos), pois é um dos principais casos de uso da protensão em peças metálicas. Assim sendo, o efeito determinante será a deformação, a ser dimensionada pelo estado limite de serviço. O estado limite último servirá, portanto, como critério de verificação.

Como será visto, a separação das análises em ELS e ELU não se dará de tão simples forma, sendo relativos ao dimensionamento e verificação, respectivamente. No dimensionamento, a concepção inicial é feita no ELS, como já proposto, ajunta de análise complementar no ELU, como pode ser visto no esquema abaixo:

a) Dimensionamento

- Análise de flechas (ELS);
- Determinação da força de protensão quanto à tensão admissível na peça (ELU).

Sendo assim, apesar da concepção inicial para dimensionamento ser realizada no estado limite de serviço, utilizamos critérios do estado limite último.

b) Verificação

- Análise dos esforços resistentes da peça (ELU).

Essa, como pode ser vista, é realizada integralmente no estado limite último.

3.3 ANÁLISE ESTÁTICA DA SEÇÃO

Sob os preceitos da protensão, as tensões na seção devidas ao carregamento e à tensão no cabo devem ser projetadas a serem opostas, para que sejam reduzidas as tensões de tração e compressão finais na peça. Sendo assim, a estrutura poderá ser subdimensionada em relação a uma estrutura não protendida, ou seja, haverá redução da dimensão das peças.

A FIGURA 3-1 ilustra as tensões na seção devidas aos esforços da protensão e do carregamento externo.

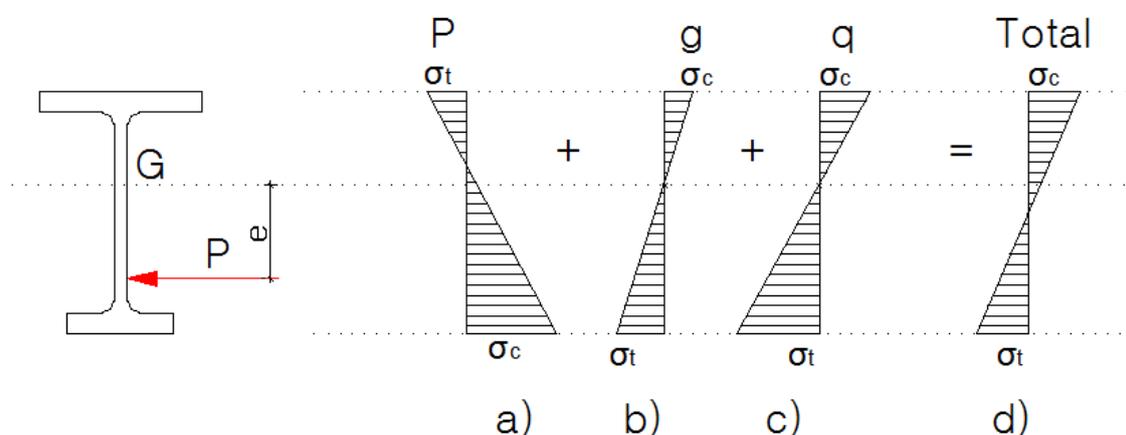


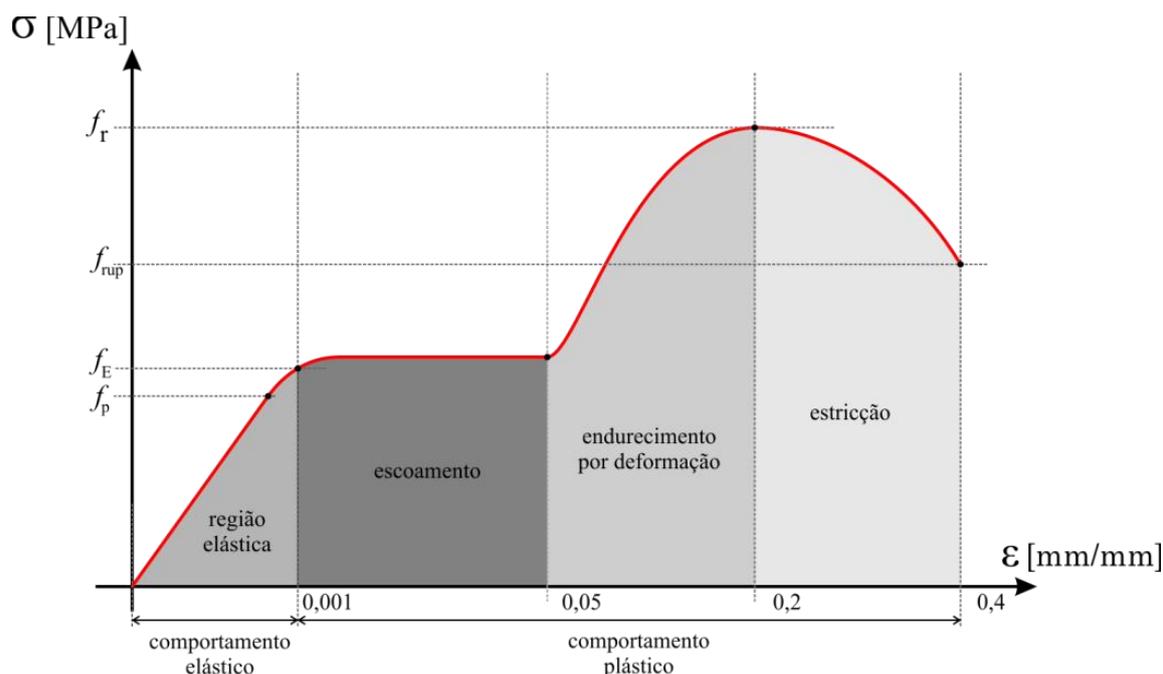
FIGURA 3-1 - ESQUEMA DAS TENSÕES NA VIGA DEVIDO À: a) PROTENSÃO b) CARGA c) SOBRECARGA d) TOTAL
 FONTE: NUNZIATA (2004, p. 36) Modificado pelo autor (2013).

Nessa ilustração, é possível perceber que a tensão de tração total na peça (d) com a aplicação da protensão é inferior àquela que seria originada se a peça estivesse submetida somente aos esforços do carregamento externo - da carga e sobrecarga (b+c) -.

Apesar de não ser uma regra, nota-se no esquema apresentado que a tensão de compressão total após a protensão é muito próxima - podendo ser superior - à tensão de compressão sem a protensão (somente do carregamento externo). Isto a princípio parece ser incoerente, pois há uma busca de redução das tensões nas seções. No entanto, a economia efetiva se deve à diminuição da maior tensão solicitante (seja ela de tração ou compressão). Além disso, a economia também pode ser vista na proximidade entre os valores das tensões de tração e compressão, pois assim não haverá parte da seção superdimensionada ao esforço.

O GRÁFICO 3.1 apresenta as tensões limite nas peças metálicas, no diagrama tensão-deformação.

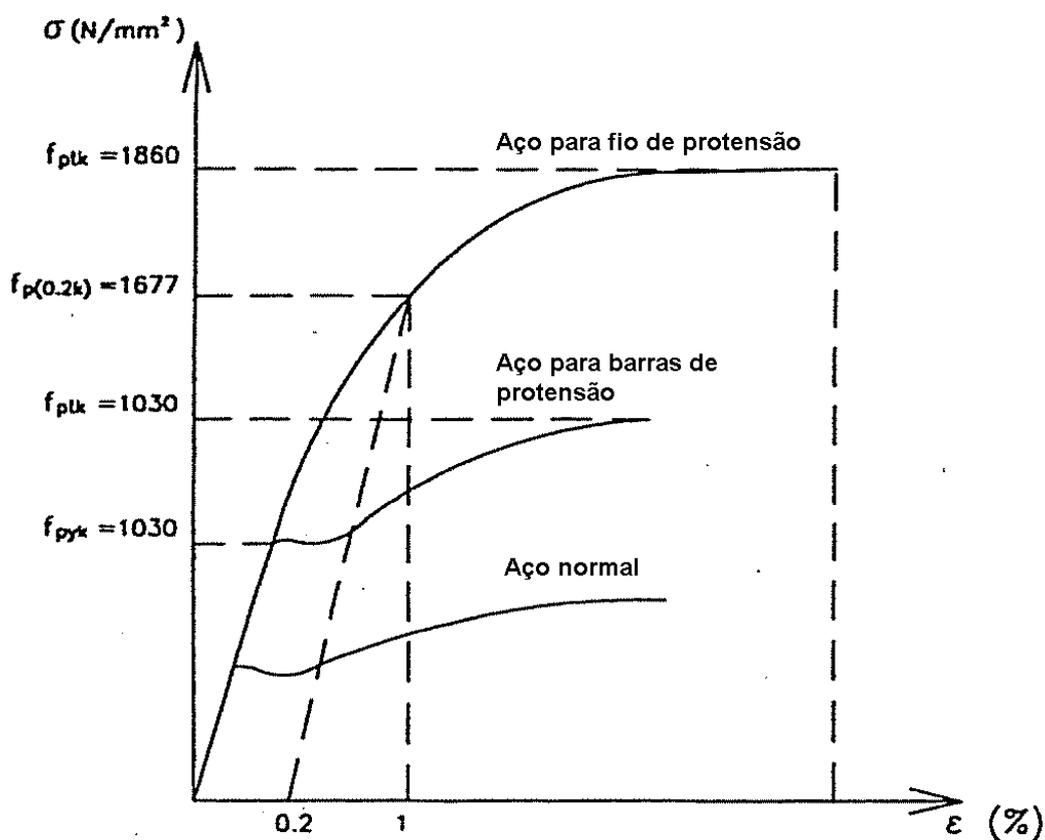
GRÁFICO 3.1 – DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO



FONTE: NBR 8800:2008

O GRÁFICO 3.2 apresenta a relação entre tensão e deformação para diferentes tipos de aço, inclusos os aços dos cabos de protensão e das seções dos perfis, objetos de estudo deste trabalho.

GRÁFICO 3.2 - GRÁFICO TENSÃO-DEFORMAÇÃO PARA DIFERENTES TIPOS DE AÇO



FONTE: NUNZIATA (2004, p. 16).

3.4 DIMENSIONAMENTO NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Para o estado limite de serviço, serão determinados intervalos admissíveis para a força de protensão de acordo com as flechas máximas permitidas por norma. Por conseguinte, a força de protensão será determinada pelo estado de tensões que provoca na peça, na situação em vazio (somente cargas de protensão e peso próprio). Nessa situação ocorrerá um esforço preponderante de compressão na mesa inferior, que deverá ser menor que a tensão admissível do material.

Vale ressaltar que para o cálculo das tensões e conseqüente cálculo da força de protensão é necessário um pré-dimensionamento da seção. Sendo assim, têm-se a definição de parâmetros tais como centro de gravidade, momento de inércia e excentricidade do cabo, sem os quais o cálculo das

tensões é impossibilitado. O dimensionamento parte , portanto, de uma seção pré-definida que será verificada no estudo dos estados limites últimos. O pré-dimensionamento da seção pode ser visto no item 2.4.

3.4.1 Análise da Flecha

O dimensionamento quanto à flecha é feito de acordo com o proposto nos estudos de Rezende (2004).

A viga deformada pela aplicação do carregamento deve assumir deslocamentos máximos conforme as recomendações da NBR 8800:2008 (p.117, referenciada no ANEXO 01). O valor máximo dessa flecha ($\bar{\delta}$) é determinado pela norma de acordo com a relação:

$$\bar{\delta} = \frac{L}{\alpha_f},$$

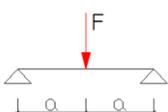
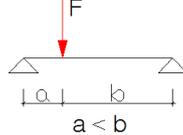
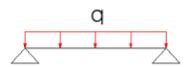
Onde:

α_f Valor limite determinado para cada situação. Ver anexo 01.

L Comprimento do vão

O cálculo da flecha efetiva para algumas hipóteses de carregamento pode ser visto na TABELA 3-1.

TABELA 3-1 - FLECHAS PARA CARGAS PONTUAL, DISTRIBUÍDA E MOMENTO APLICADO

Solicitação				
Flecha	$\delta_F = \frac{Fl^3}{48EI}$	$\delta_F = \frac{Fa}{48EI} (3l^2 - 4a^2)$	$\delta_q = \frac{5ql^4}{384EI}$	$\delta_P = -\frac{Pel^2}{8EI}$

FONTE: REZENDE (2004) e NUNZIATA (2004). Modificado pelo autor (2013).

Nessa tabela, o momento aplicado (M) também pode ser visto como o efeito da aplicação da protensão. Sendo assim, a força P indicada no momento aplicado pode ser assumida como a força de protensão. Ressalta-se que o deslocamento devido a essa força é de sentido contrário aos deslocamentos do carregamento externo.

O deslocamento na viga é sempre realizado em duas situações: Situação em vazio e situação com todos os carregamentos.

Para a análise das flechas, será convencionado:

- Contra flecha máxima: $-\bar{\delta}$, no sentido vertical para cima.
- Flecha máxima: $\bar{\delta}$, no sentido vertical para baixo.

O valor da norma em módulo é igual nos dois casos, mudando somente o sentido do deslocamento.

a) Situação em vazio

Em primeira fase (Situação em vazio), haverá atuação somente da carga de protensão junto a um carregamento mínimo ($q_{min}=G^0$), correspondente ao peso próprio da viga. Nesse caso, o deslocamento da viga tem inflexão para cima (contra flecha), pois o efeito da protensão prepondera sobre o efeito reduzido do peso próprio. A contra flecha total ($\bar{\delta}_T$) da peça será dada por:

$$\bar{\delta}_T = \delta_{qmin} - \delta_P$$

A contra flecha total (efetiva) ($-\bar{\delta}$) nesse primeiro caso deverá ser sempre igual ou superior à flecha máxima permitida pela norma (contra flecha admissível):

$$\delta_T \geq -\bar{\delta}$$

Dessa forma,

$$\delta_{qmin} - \delta_P \geq -\bar{\delta}$$

Portanto:

$$\frac{5q_{min} l^4}{384EI} - \frac{Pel^2}{8EI} \geq -\frac{l}{\alpha_f}$$

b) Situação com todos os carregamentos

Em segunda fase (Com todos os carregamentos), estarão atuando:

- Carregamento distribuído total ($q = G^1 + Q^1$, Peso próprio e Cargas permanentes e acidentais);
- Eventuais cargas pontuais;
- Carga de protensão.

Nesse caso, o deslocamento tem inflexão para baixo (flecha), pois prepondera o efeito do carregamento distribuído.

O deslocamento total (flecha) ($\bar{\delta}_T$) da peça será dado por:

$$\delta_T = \delta_F + \delta_q - \delta_P$$

Seja F uma carga pontual, se houver.

A flecha total efetiva ($\bar{\delta}$) deverá sempre ser igual ou inferior à flecha máxima permitida pela norma (flecha admissível):

$$\delta_T \leq \bar{\delta}$$

$$\delta_F + \delta_q - \delta_p \leq \bar{\delta}$$

Portanto:

$$\frac{Fl^3}{48EI} + \frac{5ql^4}{384EI} - \frac{Pel^2}{8EI} \geq -\frac{l}{\alpha_f}$$

Isolando o valor da força de protensão (P), nos dois casos, Rezende (2004) apresenta, na TABELA 3.2, o intervalo admissível para o valor da força de protensão de acordo com os deslocamentos máximos.

3.4.2 Análise da tensão admissível

A partir do intervalo do valor máximo e mínimo admissível de P, verifica-se se a este corresponde uma tensão inferior à tensão admissível do material.

TABELA 3-2 – INTERVALO ADMISSÍVEL PARA A FORÇA DE PROTENSÃO DE ACORDO COM AS FLECHAS

Situação em vazio	P	≤	$\frac{5q_{min}l^2}{48e} + \frac{8EI}{\alpha_f el}$
Com todos os carregamentos	P	≥	$\frac{5q_T l^2}{48e} + \frac{Fl}{6e} - \frac{8EI}{\alpha_f el}$
Intervalo da força de protensão	$\frac{5q_T l^2}{48e} + \frac{Fl}{6e} - \frac{8EI}{\alpha_f el} \leq P \leq \frac{5q_{min}l^2}{48e} + \frac{8EI}{\alpha_f el}$		

FONTE: REZENDE (2004, p.70). Modificado pelo autor (2013).

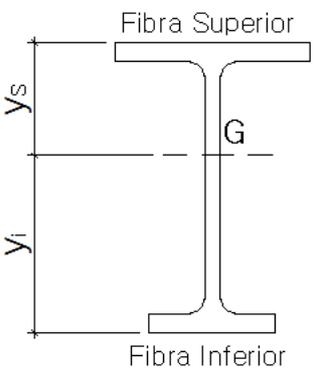
3.4.2 Análise da tensão admissível

A partir do intervalo do valor máximo e mínimo admissível de P, verifica-se se a este corresponde uma tensão inferior à tensão admissível do material.

a) Situação em vazio

De acordo com Nunziata (2004), neste momento será calculado o valor efetivo da força de protensão (P) que corresponda a tensões na peça inferiores à tensão limite do material (f_y).

TABELA 3-3 – SITUAÇÃO EM VAZIO: TENSÕES NA FIBRA SUPERIOR E INFERIOR

	Fibra superior (Tração)	$\sigma_s = -\frac{\gamma_P \beta P}{A} + \frac{\gamma_P \beta P e}{W_s} - \frac{M_{min}}{W_s} \leq f_d$
	Fibra inferior (Compressão)	$\sigma_I = -\frac{\gamma_P \beta P}{A} - \frac{\gamma_P \beta P e}{W_i} + \frac{M_{min}}{W_i} \leq f_d$

FONTE: REZENDE (2004) Modificado pelo autor (2013).

σ_s, σ_I	Tensão na fibra superior ou inferior da seção;
e	Excentricidade da força de protensão;
M_{min}	Momento fletor devido à carga mínima permanente (peso próprio da viga metálica);
f_d	Tensão de cálculo escoamento do aço;
A	Área da seção transversal do perfil;
I_x	Momento de inércia em torno do eixo de flexão x.
W_s	Módulo de resistência da fibra superior ($W_s = \frac{I_x}{y_s}$)
W_i	Módulo de resistência da fibra inferior ($W_i = \frac{I_x}{y_i}$)
β	Coefficiente de perdas de protensão;
γ_P	Coefficiente ponderador da força de protensão;

Como o esforço preponderante da seção na situação em vazio é a compressão na fibra inferior, a verificação é limitada a esta tensão. A força de protensão é calculada nesse caso (compressão na fibra inferior na situação em vazio), restringindo a força de protensão ao limite resistente da peça (f_d).

Sendo assim:

$$-\frac{\gamma_P \beta P}{A} - \frac{\gamma_P \beta P e}{W_i} + \frac{M_{min}}{W_i} = f_d$$

Da equação, calcula-se a força de protensão (P).

O número de cabos (n) é dado por:

$$n = \frac{P}{0,6 P_{max}}$$

Onde:

P_{max} Força de protensão máxima resistente de cálculo do cabo, relativa à tensão de ruptura.

Recomenda-se arredondar o valor de n para um numero par superior, conferindo a simetria dos cabos aos dois lados da seção. O valor 0,6 é um coeficiente minorador de resistência proposto por Nunziata (2004).

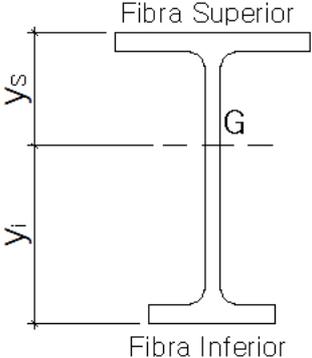
Por fim, o autor recomenda verificar a força de protensão em cada cabo (F_{cabo}), se esta corresponde a um valor inferior a 85% da força relativa à tensão de escoamento do aço de protensão (P_{esc}).

$$P_{cabo} < 0,85 P_{esc}$$

b) Com todos os carregamentos

Nesta situação, verifica-se se o carregamento total e a carga de protensão, calculada no item anterior, produzem tensões na peça superiores à tensão limite do material. Caso isso ocorra, é necessário adotar uma seção mais robusta, reiterando o processo.

TABELA 3-4 - COM TODOS OS CARREGAMENTOS: TENSÕES NA FIBRA SUPERIOR E INFERIOR

 <p>Fibra Superior</p> <p>y_s</p> <p>G</p> <p>y_i</p> <p>Fibra Inferior</p>	<p>Fibra superior (Compressão)</p>	$\sigma_s = -\frac{\gamma_P P}{A} + \frac{\gamma_P P e}{W_s} - \frac{M_t}{W_s} \leq f_d$
	<p>Fibra inferior (Tração)</p>	$\sigma_I = -\frac{\gamma_P P}{A} - \frac{\gamma_P P e}{W_i} + \frac{M_t}{W_i} \leq f_d$

REZENDE (2004) Modificado pelo autor (2013).

Onde:

M_T Momento fletor devido ao carregamento externo total;

3.4.2.1 Fuso limite

O fuso limite determina a região (interna ou externa à viga) onde pode ser passado o cabo de protensão, a fim de que não sejam atingidas as tensões limites na peça. Essa região é determinada, a princípio, por duas retas, as retas limite superior e inferior - determinadas pelos pontos limites e_s e e_i -.

Em seguida, somam-se as retas as excentricidades de valor δ , análogas à excentricidade dos cabos, para combater um momento fletor devido ao peso próprio (δ_0) e a todos os carregamentos (δ_1):

$$\delta = \frac{M}{\gamma P}$$

Onde à carga P são aplicados os coeficientes respectivos à situação em análise.

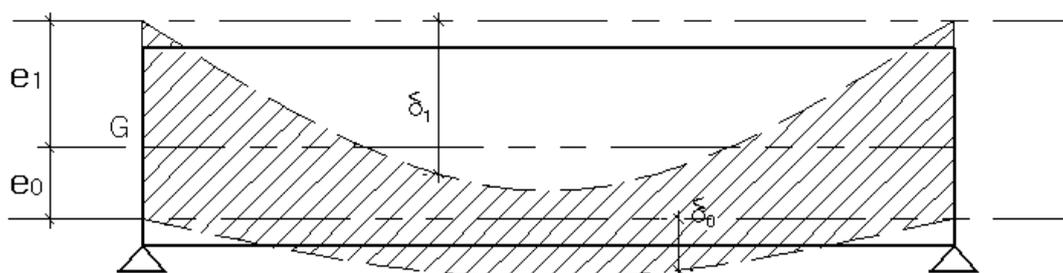


FIGURA 3-2 – FUSO LIMITE
FONTE: O AUTOR (2013).

A área hachurada corresponde à região limite para o posicionamento do cabo.

De acordo com Nunziata (2004), temos:

$$e_0 = \min \begin{cases} -\frac{I}{W} \left(1 - \frac{f_d}{\sigma_m}\right) \\ \frac{I}{W} \left(1 + \frac{f_d}{\sigma_m}\right) \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{1,1 \times 1,2 \times P}{A}$$

$$\delta_0 = \frac{M_{min}}{1,1 \times 1,2 \times P}$$

Onde:

σ_m Tensão de compressão na peça
 M_{min} Momento devido ao peso próprio.

$$e_1 = \min \begin{cases} -\frac{I}{W} \left(1 - \frac{f_d}{\sigma_m}\right) \\ \frac{I}{W} \left(1 + \frac{f_d}{\sigma_m}\right) \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{0,9 \times P}{A}$$

$$\delta_1 = \frac{M_{max}}{0,9 \times P}$$

Onde:

M_{max} Momento na seção devido ao peso próprio e ao carregamento acidental.

As considerações para o caso de vigas hiperestáticas variam no cálculo da excentricidade δ . Esse cálculo será particularizado em exercício posterior.

3.4.3 Perdas de protensão

Nota-se ainda a necessidade de ser acrescentado à força P um valor relativo às perdas de protensão, calculadas no item 2.6.

Reafirma-se a recomendação de Nunziata de considerar somente as perdas por relaxação e por atrito nos desviadores, observando-as a não exceder a ordem comum das perdas totais, de 5-15%.

As perdas serão garantidas na atribuição de um coeficiente $\beta=1,1$, aplicado sempre quando for analisada a situação em vazio, como já mencionado.

3.4.4 Procedimento de cálculo sintético no ELS

Por fim, apresentamos resumidamente o esquema de cálculo para o estado limite de serviço:

1) Cálculo dos limites da força de protensão (P) de acordo com os limites máximos de deformação;

2) Cálculo da força de protensão P, pela tensão admissível em serviço, na situação em vazio (somente cargas de protensão e peso próprio). Este carregamento deverá solicitar a viga com uma tensão de compressão igual à resistência da peça, f_y . Sendo assim, determina-se P.

3) Estabelecimento da força de protensão a ser aplicada (P + perdas) e número de cabos necessários;

4) Verificação das tensões admissíveis na situação com todos os carregamentos.

Vale ressaltar que no passo 2), no cálculo das tensões na situação em vazio, majora-se a carga de protensão considerando as perdas. Isto ocorre, como já explanado, pois nesse momento inicial, logo após a realização da protensão, as perdas ainda não terão se estabelecido integralmente (a relaxação total nos cabos, por exemplo, só ocorrerá com o tempo), logo este acréscimo também estará atuando na seção. Em situação posterior, com todos os carregamentos, entende-se que as perdas já se efetivaram, logo a força atuante na peça é menor, sem o acréscimo de perdas.

Como mencionado no item 3.2, nota-se que nos passos 2), 3) e 4) a análise implica coeficientes ponderadores de minoração e majoração e trabalha com capacidades resistentes. Dessa forma, o cálculo nesses passos pode ser entendido como realizado no estado limite último (ELU). Vale agrupá-los a esta primeira análise do ELS, pois também faz parte da concepção inicial, a fins de dimensionamento. O tópico posterior apresentado, a fins de verificação, é integralmente realizado no ELU. Alguns autores reforçam a distinção do dimensionamento no ELS e a verificação no ELU, pela preponderância da deformação nas peças metálicas de longo vão. O presente trabalho segue a visão da dupla análise no processo de dimensionamento.

3.5 VERIFICAÇÃO NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Segundo Rezende, a solicitação correspondente ao Estado limite último (ELU) pode estar limitada pelo escoamento do aço do perfil, pelo escoamento do aço da cordoalha ou pela instabilidade da estrutura.

Para obtermos a segurança necessária, os esforços resistentes de cálculo devem ser maiores que os solicitantes. Para obtermos economia, os esforços solicitantes devem ser os mais próximos o possível dos esforços resistentes de cálculo.

O Estado limite último compreende as seguintes verificações relativas ao dimensionamento de peças metálicas:

- **Dimensionamento à tração centrada**

Nos cabos de protensão e eventuais chapas de reforço aplicadas nas mesas;

- **Dimensionamento à compressão centrada**

No perfil metálico, de acordo com os esforços originados pelo cabo e pelo carregamento externo (apesar do esforço solicitante efetivo ser

a flexocompressão, os conceitos de compressão centrada serão necessários no dimensionamento a esta solicitação);

- **Dimensionamento à flexão**

No perfil metálico, de acordo com os esforços originados pelo cabo e pelo carregamento externo (apesar do esforço solicitante efetivo ser a flexocompressão, os conceitos de flexão serão necessários no dimensionamento a esta solicitação);

- **Dimensionamento à flexocompressão**

No perfil metálico, unindo os esforços de compressão originados pelo cabo de protensão aos esforços de flexão originados pelo cabo e pelo carregamento externo;

- **Dimensionamento ao cisalhamento**

No perfil metálico, de acordo com os esforços originados pelo carregamento externo.

O presente tópico relatará, de forma sucinta e prática, o esquema de cálculo para a verificação dos itens apresentados, de acordo com as recomendações da norma brasileira de estruturas metálicas NBR 8800:2008. Vale ressaltar que as solicitações primordiais em vigas metálicas protendidas são a flexocompressão e o cisalhamento. As demais solicitações serão discriminadas para conceituação auxiliar aos esforços primordiais, ou para situações e elementos específicas. A necessidade de cada dimensionamento poderá ser constatada no capítulo 4.

3.5.1 Dimensionamento de peças metálicas à tração

3.5.1.1 Tração centrada na peça metálica

Segundo a NBR 8800:2008, o dimensionamento apresentado a seguir é aplicável a barras prismáticas e a barras redondas com rosca nas extremidades e submetidas à força axial de tração.

a) Equações de dimensionamento

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$$

Onde:

$N_{t,Sd}$ Força axial de tração solicitante de cálculo.

$N_{t,Rd}$ Força axial de tração resistente de cálculo.

Para o cálculo da força axial de tração resistente de cálculo, devemos considerar dois estado limites últimos: Escoamento da seção bruta e Ruptura da seção líquida efetiva, devendo a solicitação atender aos dois estados.

- Escoamento da seção bruta (ESB):

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g \times f_y}{\gamma_{a1}}$$

- Ruptura da seção líquida efetiva (RSE):

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e \times f_u}{\gamma_{a1}}$$

Onde:

γ_{a1} 1,10

γ_{a2} 1,35

A_g Área bruta da seção transversal da barra

A_e Área líquida da seção transversal da barra

f_y Resistência ao escoamento do aço

f_u Resistência à ruptura do aço

Área líquida efetiva (A_e)

A área líquida efetiva é calculada pela fórmula:

$$A_e = C_t \cdot A_n$$

Onde:

A_n Área líquida da barra

C_t Coeficiente de redução da área líquida

Em casos onde não haja furos, a área líquida efetiva é a área da barra.

As considerações para o cálculo da área líquida e do coeficiente C_t encontram-se nos itens 5.2.4 e 5.2.5 da NBR 8800:2008 (ANEXO 02).

3.5.1.2 Tração no cabo de protensão

De acordo com a NBR 7197:1989, o dimensionamento da força de tração máxima no cabo de protensão é dado pela tensão resistente de cálculo (no escoamento):

$$f_{pyd} = \frac{f_{pyk}}{\gamma_s}$$

Onde:

f_{pyd} Tensão resistente de cálculo;

f_{pyk} Tensão resistente característica do aço de protensão;

γ_s 1,15 em situações usuais.

Sendo assim, a força máxima resistente de cálculo (N_{max}) é dada por:

$$P_{max} = \frac{f_{pyk}}{\gamma_s} A_{nom}$$

Onde:

P_{max} Força de protensão máxima resistente de cálculo;

A_{nom} Área nominal.

Vale ressaltar que os principais tipos de aço para cabos de protensão são os CP 190 RB e CP 210 RB, de resistência 190 e 210 Kgf/mm², respectivamente. (Os valores correspondem a 1900 e 2100 MPa). Os diâmetros nominais habituais desses cabos são 9,5mm, 12,7mm e 15,2mm.

A tabela 1 da NBR 7483:2005 diz a respeito das áreas mínima, nominal e máxima da seção de aço da cordoalha. A norma recomenda, para fins de projeto estrutural, o uso da área nominal da seção, especificadas na TABELA 3-5.

Foram consultados catálogos de duas empresas fabricantes de cabos de protensão (Rudloff e ArcelorMittal) para a comparação da força de protensão máxima admissível nos cabos apresentados. Nota-se pequena discrepância entre os valores da força pelo cálculo da norma e os valores concedidos por essas empresas. Vale ressaltar que na escolha pela utilização de alguma marca, recomenda-se o valor da força de protensão máxima estabelecida em seu catálogo.

A TABELA 3-5 exhibe os principais parâmetros para os principais cabos supramencionados:

TABELA 3-5 - PROPRIEDADES DOS CABOS DE PROTENSÃO

CABO	ϕ_{nom}	A_{nom}	f_{pyk}	P_{max}	P_{max}	$P_{calculado}$	Catálogo Rudloff	Catálogo ArcelorMittal
	mm	mm ²	kgf/mm ²	kgf	tf	KN	KN	KN
CP 190 RN	9,5	56,2	190	9285,2	9,3	92,9	104,3	-
	12,7	100,9	190	16670,4	16,7	166,7	187,3	138,3
	15,2	143,4	190	23692,2	23,7	236,9	265,8	196,1
CP 210 RN	9,5	56,2	210	10262,6	10,3	102,6		
	12,7	100,9	210	18425,2	18,4	184,3		
	15,2	143,4	210	26186,1	26,2	261,9		

FONTE: O AUTOR (2013)

3.5.2 Dimensionamento de peças metálicas à compressão centrada

A instabilidade em uma barra comprimida pode se dar na barra como um todo ou como um elemento constituinte da seção transversal da mesma. A instabilidade localizada está relacionada às condições de ligação e de esbeltez dos elementos constituintes da seção.

De acordo com a NBR 8800:2008, para efeito de flambagem local, os elementos componentes das seções transversais usuais são classificadas em AA, quando possuem duas bordas longitudinais vinculadas, e AL, quando possuem apenas uma borda longitudinal vinculada. Pode-se classificar as seções transversais das estruturas metálicas dependendo do valor de esbeltez dos componentes comprimidos utilizando os parâmetros λ_p e λ_r .

- Seções compactas

$$\lambda \leq \lambda_p$$

- Seções semicompactas

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

- Seções esbeltas

$$\lambda \geq \lambda_r$$

É necessário que ao menos um elemento da seção exceda λ_p ou λ_r para configurar a seção como semicompacta ou esbelta, respectivamente.

Segundo a NBR 8800:2008, as seções compactas são capazes de desenvolver uma distribuição de tensões totalmente plástica com grande rotação antes do início da instabilidade local. Sendo assim, são adequadas para análise plástica, devendo, no entanto, para esse tipo de análise, ter um eixo de simetria no plano do carregamento quando submetidas à flexão, e ser duplamente simétricas quando submetidas à força axial de compressão. Nas seções semicompactas, os elementos comprimidos podem atingir a resistência ao escoamento, levando-se em conta as tensões residuais, antes que a instabilidade local ocorra, mas não apresentam grande capacidade de rotação. Em seções esbeltas, um ou mais elementos comprimidos flambam em regime elástico, levando-se em conta as tensões residuais.

O parâmetro de esbeltez dos elementos componentes da seção transversal é definido pela relação entre largura e espessura (relação b/t), conforme a tabela F.1 da NBR 8800:2008 (ANEXO 03).

a) Equações de dimensionamento

Para que seja satisfeita a condição de segurança, a força axial de compressão resistente de cálculo ($N_{c,Rd}$), deve ser maior que a força axial solicitante de cálculo ($N_{c,Sd}$).

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$$

A expressão para força axial resistente de cálculo é:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}}$$

Onde:

- γ_{a1} 1,10 em situações normais (NBR 8800:2008, tabela 3 p.23);
- χ Coeficiente redutor que considera o efeito da instabilidade global;
- Q Coeficiente redutor que considera o efeito da instabilidade localizada da sua seção transversal;
- A_g Área bruta da seção transversal da barra;
- f_y Resistência ao escoamento do aço.

b) Determinação do coeficiente redutor Q

Para que não seja necessária a consideração do estudo das instabilidades locais, temos que:

$$\frac{b}{t} \leq \frac{b}{t} \lim \rightarrow Q = 1,0$$

Caso a equação não seja satisfeita, o cálculo do coeficiente Q é referenciado no ANEXO 04.

c) Determinação do coeficiente redutor χ

Para o cálculo do coeficiente redutor χ precisamos determinar o índice de esbeltez reduzido e a força axial de compressão elástica.

$$\text{Se } \lambda_o \leq 1,5 \rightarrow \chi = 0,658^{\lambda_o^2}$$

$$\text{Se } \lambda_o \geq 1,5 \rightarrow \chi = \frac{0,877}{\lambda_o^2}$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Q \times A_g \times f_y}{N_e}}$$

Para seções duplamente simétricas ou simétricas em relação a um ponto, que é o caso mais habitual de vigas metálicas protendidas (vigas I), o cálculo da força axial de compressão (N_e) é dado por:

$$N_e = \frac{\Pi^2 E I}{(KL)^2}$$

Onde:

- λ_o Índice de esbeltez reduzido
- N_e Força axial de compressão elástica, calculada para os eixos X e Y
- KL Comprimento de flambagem do eixo em questão
- I Momento de inércia no eixo a ser calculado N_e
- E Módulo de elasticidade do aço

Nos demais casos, consultar o cálculo de N_e de acordo com a norma NBR 8800:2008.

Para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal Z, consultar NBR 8800:2008.

3.5.3 Dimensionamento de peças metálicas à flexão

Apesar dos efeitos de flexão e cisalhamento ocorrerem simultaneamente em uma estrutura, vamos separar essas solicitações em dois itens.

Os esforços gerados pela protensão resultam em um diagrama no sentido oposto ao carregamento da viga, reduzindo as tensões. Deve-se

verificar a viga no ato da protensão (onde atuam somente as cargas de peso próprio da estrutura e força de protensão) e durante sua utilização (quando todas as cargas estão atuando). (FERREIRA, 2007)

Segundo a NBR 8800:2008, as seções fletidas devem ser verificadas quanto aos seguintes estados limites últimos:

- Estado limite último de flambagem lateral da alma (FLA), que ocorre quando a alma da seção se torna instável;
- Estado limite último de flambagem local da mesa (FLM), que ocorre quando a mesa comprimida se torna instável;
- Estado limite de flambagem lateral com torção (FLT), que ocorre quando há instabilidade por flexo-torção;
- Estado limite de Flambagem local da aba (seções formadas por duas cantoneiras);
- Flambagem local da parede tubo (seções tubulares)

Se, quando solicitada por um momento crescente, a peça romper após alcançar algum dos estados limites indicados acima, isso significa que sua resistência foi reduzida devido à instabilidade.

a) Condições de aplicabilidade NBR 8800:2008

De acordo com a NBR 8800:2008, as equações apresentadas por esta norma para dimensionamento de barras prismáticas submetidas à flexão e força cortante devem ser usadas de acordo com algumas condições de aplicabilidade.

a.1) Quanto à seção transversal

- Seções I e H com dois eixos de simetria, fletidas com relação a um desses eixos;
- Seções I e H com apenas um eixo de simetria, situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma;
- Seções T, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma;
- Seções constituídas por duas cantoneiras, ligadas em forma de T, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao eixo de simetria;
- Seções U, fletidas em relação a um dos eixos centrais de inércia;
- Seções caixão e tubulares retangulares com dois eixos de simetria, fletidas em relação a um desses eixos de simetria;
- Seções sólidas circulares e retangulares com dois eixos de simetria, fletidas em relação a um desses eixos de simetria;
- Seções tubulares circulares, fletidas em relação a qualquer eixo que passe pelo centro geométrico.

a.2) Quanto ao carregamento

O carregamento transversal deve sempre estar em um plano de simetria, exceto no caso de perfis U fletidos em relação ao eixo perpendicular à alma, quando a resultante do carregamento transversal deve passar pelo centro de cisalhamento da seção transversal ou a torção deve ser impedida.

a.3) Quanto ao momento resistente de cálculo (M_{rd})

Esta equação deve ser satisfeita para assegurar a validade da análise elástica.

$$Mrd \leq \frac{1,5W \cdot fy}{\gamma_{a1}}$$

Onde:

γ_{a1} Consultar TABELA 3-6.

W Módulo de resistência elástico mínimo da seção com relação ao eixo de flexão.

TABELA 3-6 - COEFICIENTE γ_{a1}

Tabela 3 — Valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m

Combinações	Aço estrutural ^a		Concreto γ_c	Aço das armaduras γ_s
	γ_a			
	Escoamento, flambagem e instabilidade γ_{a1}	Ruptura γ_{a2}		
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15
Excepcionais	1,00	1,15	1,20	1,00

^a Inclui o aço de fôrma incorporada, usado nas lajes mistas de aço e concreto, de pinos e parafusos.

FONTE: NBR 8800:2008 (2008, item 4.8.2.2, p.23).

a.4) Quanto às considerações de furos e chapas de reforço nas mesas

As vigas, com ou sem chapas de reforço de mesa, mesmo com furos para parafusos podem ser dimensionadas ao esforço causado pelo momento fletor com base nas propriedades da seção bruta, desde que:

$$f_u A_{fn} \geq Y_t f_y A_{fg}$$

Onde:

Y_t 1,00 para $f_y/f_u \leq 0,8$;

- Y_t 1,10 para $f_y/f_u > 0,8$;
 f_u Tensão de ruptura do aço;
 f_y Tensão de escoamento do aço;
 A_{fn} Área líquida da mesa tracionada (ANEXO 02);
 A_{fg} Área bruta da mesa tracionada.

Caso a equação não seja satisfeita, M_{rd} será limitado pelo estado limite último de ruptura por flexão, na região dos furos:

$$M_{rd} = \frac{f_u A_{fn}}{\gamma_{a1} A_{fg}} W_t$$

Onde:

- W_t Módulo de resistência elástico do lado tracionado da seção, relativo ao eixo da seção.

b) Equações de dimensionamento

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

Onde:

- M_{sd} Momento fletor solicitante de cálculo
 M_{rd} Momento fletor resistente de cálculo

Serão apresentadas as equações de dimensionamento de momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma não esbelta. Para vigas de almas esbeltas, consultar anexo H da NBR 8800.

b.1) Para verificação de FLT

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow Mrd = \frac{Mpl}{\gamma_{a1}}$$

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \rightarrow Mrd = \frac{Cb}{\gamma_{a1}} \left[Mpl - (Mpl - Mr) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{Mpl}{\gamma_{a1}} \quad 6$$

$$\lambda > \lambda_r \rightarrow Mrd = \frac{Mcr}{\gamma_{a1}} \leq \frac{Mpl}{\gamma_{a1}}$$

b.2) Para verificação de FLM e FLA

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow Mrd = \frac{Mpl}{\gamma_{a1}}$$

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \rightarrow Mrd = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[Mpl - (Mpl - Mr) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right]$$

$$\lambda > \lambda_r \rightarrow Mrd = \frac{Mcr}{\gamma_{a1}}$$

Para definição dos parâmetros das equações acima, consultar tabela do ANEXO 05 (NBR 8800:2008, tabela G.1).

3.5.4 Dimensionamento das peças metálicas ao cisalhamento

⁶ Para o cálculo do fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme (Cb), consultar os itens 5.4.2.3 e 5.4.2.4 da NBR 8800:2008.

As tensões na alma são muito maiores que na mesa, deste modo consideramos que quem resiste ao esforço de cisalhamento é a alma, pois essa região será crítica.

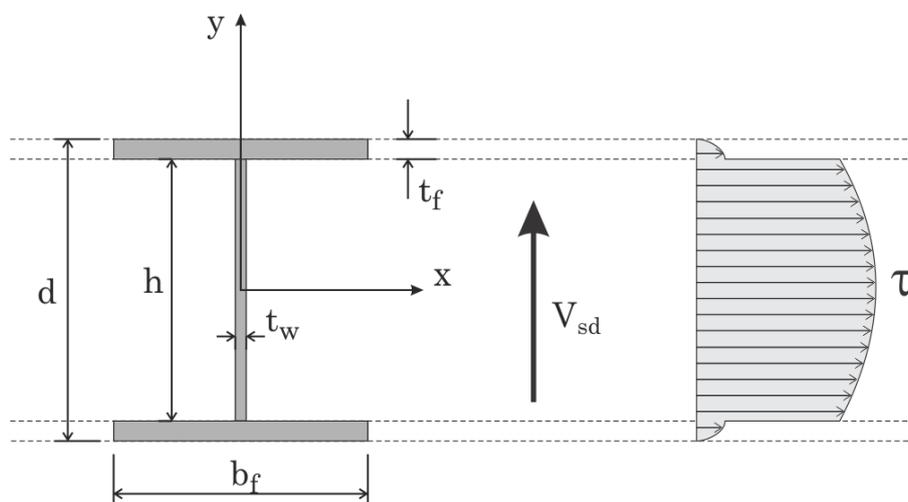


FIGURA 3-3 – TENSÕES DE CISALHAMENTO NA SEÇÃO
FONTE: AUTOR DESCONHECIDO

a) Equações de dimensionamento

$$V_{sd} \leq V_{rd}$$

Onde:

V_{sd} Cortante de cálculo

V_{rd} Cortante resistente de cálculo

De acordo com a NBR 8800:2008, em seções I, H e U fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento de inércia), a força cortante resistente de cálculo, V_{rd} , é dada por:

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \rightarrow Vrd = \frac{\lambda_p Vpl}{\lambda \gamma_{a1}}$$

$$\lambda > \lambda_r \rightarrow Vrd = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{Vpl}{\gamma_{a1}}$$

$$Vpl = 0.6.d.t_w.fy$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w}; \lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{fy}}; \lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{fy}}$$

Onde:

V_{pl} Força cortante correspondente à plastificação da alma;

d Altura total da seção transversal;

t_w Espessura da alma;

k_v 0,5 para almas sem enrijecedores transversais, $a/h > 3$

$$\text{ou } \frac{a}{h} = \left(\frac{260}{h/t_w} \right)^2$$

k_v $5 + \frac{5}{(a/h)^2}$ em todos os outros casos;

Para outras seções transversais, consultar NBR 8800:2008, itens 5.4.3.2, 5.4.3.3, 5.4.3.4 e 5.4.3.6.

Para seções transversais fletidas em relação ao eixo perpendicular à mesa consultar NBR 8800:2008, item 5.4.3.5.

Em caso da necessidade de enrijecedores sob carga pontual, consultar NBR 8800:2008, item 5.7.9.

De acordo com Nunziata (2004), a verificação do cisalhamento deve levar em consideração um comportamento favorável da força de protensão quanto a esse esforço. Isso ocorre nos casos em que há inclinação dos cabos que configurará uma componente vertical oposta ao carregamento externo. Esta componente reduzirá o esforço cisalhante.

O esforço cortante reduzido (V_{SDR}) será dado por:

Situação em vazio

$$V_{SDR}^0 = V_{SD}^0 - \gamma_P \beta P \operatorname{sen} \alpha$$

Com todos os carregamentos

$$V_{SDR}^1 = V_{SD}^1 - \gamma_P P \operatorname{sen} \alpha$$

A tensão cisalhante, considerando a exclusiva resistência da alma, é dada por:

$$\tau_{max} = \frac{V_{SDR}}{h \cdot t_w} \leq \frac{f_d}{\sqrt{3}}$$

Onde:

- τ_{max} Tensão cisalhante;
- h Altura da alma;
- t_w Espessura da alma.
- f_d Tensão de cálculo de escoamento do aço.

3.5.5 Dimensionamento das peças metálicas à flexocompressão

A carga de protensão atuante nas vigas metálicas protendidas gera um esforço axial de compressão e atua com os momentos fletores causados pelos carregamentos da viga. Deste modo, faz-se necessária a verificação da estrutura quanto à flexocompressão. Os elementos submetidos à flexão composta são denominados por muitos autores como vigas-colunas. (FERREIRA, 2007).

Para o dimensionamento de vigas-colunas deve-se verificar a resistência das seções e os esforços devido à flambagem (efeitos de segunda ordem).

a) Equações de dimensionamento

Ferreira (2004) relata que quando uma viga é solicitada por um carregamento na direção do eixo de maior momento de inércia ($w_{(z)}$), este gera um deslocamento (δ_0). Ao adicionar uma carga axial de compressão excêntrica P , há um acréscimo de deslocamento (δ_1) na estrutura, como ilustra a FIGURA 3-4. O deslocamento total da viga será:

$$\delta_{max} = \delta_0 + \delta_1$$

O momento atuante na viga será:

$$M_x = M_{ox} + P\delta_{max}$$

Onde:

M_{ox} Momento resultante pela atuação de carregamento lateral;

$P\delta_{max}$ Momento produzido pela carga P .

Segundo Ferreira (2007), a equação do momento M_x é expressa por:

$$M_x = M_{ox} \left(\frac{C_m}{1 - \frac{P}{P_e}} \right)$$

$$C_m = 1 + \left(\frac{P_e \delta_0}{M_{ox}} - 1 \right) \frac{P}{P_e}$$

Onde:

P_e Carga crítica de flambagem de Euler: $P_e = \frac{\pi^2 EI}{L_f^2}$;

L_f Comprimento destravado.

Vários são os métodos que podem ser utilizados para o dimensionamento de vigas-colunas, tais como gráficos e tabelas que fornecem combinações seguras dos carregamentos, ou por equações de interação. (GALAMBOS, 1998 *apud* FERREIRA, 2004)

$$\frac{P}{P_u} + \frac{M}{M_u} \leq 1$$

Onde:

P_u Carga última para uma coluna com carga centrada para flambagem no plano de aplicação do momento

M Momento máximo solicitante ao longo da coluna

M_u Momento último na ausência de carga axial

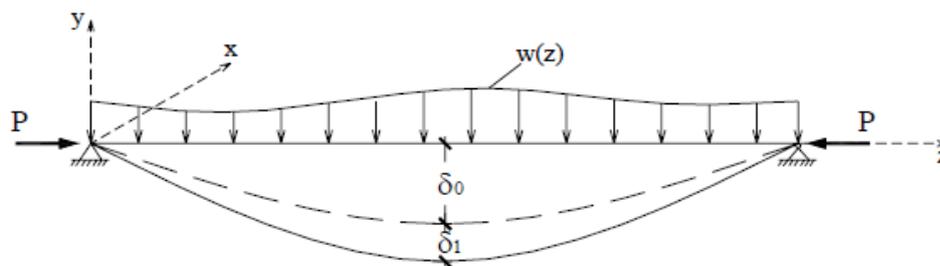


FIGURA 3-4 - DESLOCAMENTOS DEVIDOS À FLEXOCOMPRESSÃO

FONTE: FERREIRA (2007, p. 48)

Verificação da flexocompressão segundo AISC/2005

O AISC/LRFD⁷ apresenta as seguintes equações de interação para verificação da flambagem de vigas submetidas a momento fletor e força normal:

Para $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0,2$:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$$

Para $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2$:

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$$

Onde:

- P_u Força solicitante;
- P_n Resistência nominal;
- M_u Momento solicitante, levando-se em conta os efeitos de 2^a ordem;
- M_n Resistência normal à flexão;
- ϕ Coeficiente de segurança para a resistência à compressão, igual a 0,85;
- ϕ_b Coeficiente de segurança para a resistência à flexão, igual a 0,9.

O EUROCODE 3 (2005, tabela 6.7, p.90) dimensiona a peça de forma semelhante à forma da AISC, pela soma de tensões devidas à compressão e à

⁷ Foi utilizada a norma americana (AISC/2005), pois a nova revisão da norma brasileira (NBR8800:2008) não aborda a verificação por flexocompressão.

flexão. A tabela é genérica, considerando os casos de flexocompressão e flexotração. Utilizaremos nos exemplos práticos do próximo capítulo a formulação exposta pela AISC.

4 EXEMPLOS PRÁTICOS

Serão desenvolvidos três exemplos práticos de cálculo de estruturas com perfis metálicos protendidos:

- Uma viga biapoiada;
- Uma viga contínua;
- Uma treliça.

4.1 EXEMPLO 01 - VIGA BIAPOIADA

Propõe-se dimensionar uma viga metálica genérica com 13 metros de vão, com porte tamanho o suficiente para justificar o uso da protensão. A viga está sujeita a um carregamento acidental arbitrário de 30KN/m, representativo à proporção da estrutura. A viga, em sua conformação estrutural, possui 6 travamentos laterais para impedir a flambagem lateral, dividindo o comprimento em 7 partes iguais, de acordo com o esquema apresentado na figura abaixo:

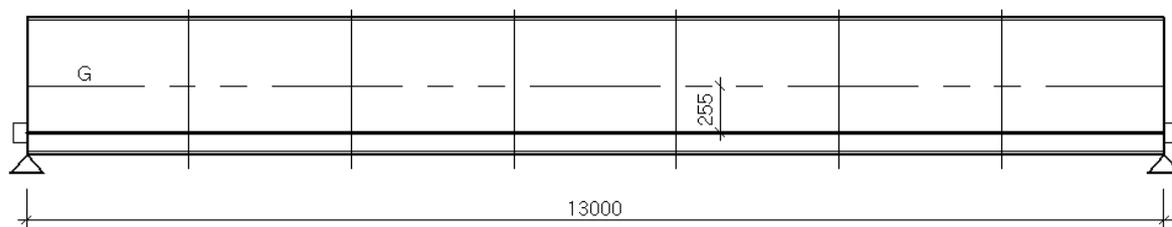


FIGURA 4-1 – ESQUEMA DA VIGA BI-APOIADA COM CABO DE PROTENSÃO E TRAVAMENOS
 FONTE: O AUTOR (2013).

Como pode ser visto, será proposto um cabo de protensão de conformação reta, com excentricidade de 255mm⁸, ancorado nas extremidades da viga.

⁸ A excentricidade será justificada posteriormente, de acordo com o cobrimento de 50mm proposto a partir da face inferior.

4.1.1 Carregamentos e esforços atuantes

- Peso próprio ($g_{min,k}$) 1,13 KN/m
- Carga acidental ($q_{acid,k}$) 30 KN/m
- Carga total ($q_{T,k}$) 31,13 KN/m
- Peso próprio majorado ($g_{min,d}$) 1,582 KN/m ($\gamma = 1,4$)
- Carga acidental majorada ($q_{acid,k}$) 45 KN/m ($\gamma = 1,5$)
- Carga total majorada (q_d) 46,582 KN/m

- Momento fletor devido ao peso próprio (M_{min})

$$M_{min} = \frac{g_{min,d} \times l^2}{8} = 33,42 \text{ KNm}$$

- Momento fletor devido a todos os carregamentos (M_t)

$$M_t = \frac{q_d \times l^2}{8} = 984,05 \text{ KNm}$$

4.1.2 Pré-dimensionamento

a) Momento fletor e força cortante máximos atuantes

Determina-se o parâmetro Z (Módulo de resistência plástica), primordial para a escolha do perfil de acordo com a tabela dos principais fabricantes:

$$M_{máx} = \frac{q_k L^2}{8} = \frac{46,58 \times 13^2}{8} = 984,04 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{q_k L}{2} = \frac{42 \times 13}{2} = 273 \text{KN}$$

$$M_{pl} = \frac{M_{\text{máx}}}{0,9} = \frac{887,25}{0,9} = 985,83 \text{KN.m}$$

$$M_{pl} = Z_x f_y$$

$$Z_{x_{\text{min}}} = \frac{98584}{34,5} = 2857,49 \text{cm}^3$$

b) Pré-dimensionamento proposto por Nunziata (2004):

Levam-se em consideração os parâmetros de pré-dimensionamento propostos por Nunziata (2004), de acordo com o item 2.4:

$$H \quad \frac{13}{20} \text{ a } \frac{13}{30} = 0,65 \text{m a } 0,44 \text{m};$$

$$L \quad 13 \text{m};$$

$$B \quad \frac{H}{2} \text{ a } \frac{H}{3} = 0,33 \text{m a } 0,21 \text{m};$$

$$b \quad \frac{2B}{3} \text{ a } \frac{B}{2} = 0,22 \text{ a } 0,17 \text{m};$$

$$t_w \quad 10 \text{ a } 20 \text{mm};$$

$$t_f \quad 15 \text{ a } 30 \text{mm};$$

$$d \quad 50 \text{ a } 100 \text{mm}.$$

4.1.3 Escolha do perfil

A partir do pré-dimensionamento realizado, opta-se pelo perfil abaixo do fabricante Gerdau, em que o parâmetro Z_x e as dimensões do pré-dimensionamento mais se aproximam dos valores calculados:

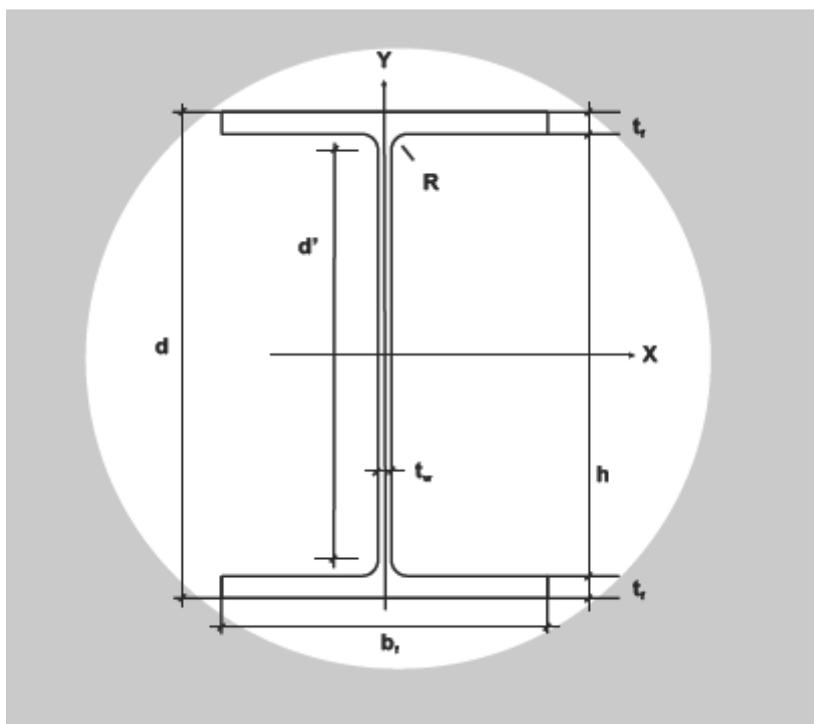


FIGURA 4-2 – PARÂMETROS GEOMÉTRICOS DE UM PERFIL METÁLICO SOLDADO
 FONTE: PERFIS ESTRUTURAIS GERDAU.

a) Dimensões

d	608mm
b_f^9	228mm
t_w	11,2mm
t_f	17,3mm
h	573mm
A	145,3cm ²
I_x	88196cm ⁴
I_y	3426cm ⁴
W_x	2901,2cm ³
Z_x	3312,9cm ³
r_x	24,64cm

⁹ Nota-se que foi adotado um perfil com mesas superior e inferior de igual dimensão. A escolha de um perfil com diferentes mesas - proposto por Nunziata (2004) – foi preterida pela escolha de um perfil da tabela de um fabricante, contribuindo para a ordem prática do exercício proposto.

r_y	4,85cm
J	116,5cm ⁴
e	25cm
$Y_s=Y_i$	30,4cm
d'	541cm

b) Propriedades mecânicas

PROPRIEDADES MECÂNICAS		
	ASTM A 572 Grau 50	AÇO COR 500
Limite de Escoamento (MPa)	345 mín.	370 mín.
Limite de Resistência (MPa)	450 mín.	500 mín.
Alongamento após ruptura, % ($l_0 = 200$ mm)	18 mín.	18 mín.

Especificações de aço de acordo com a Norma NBR 7007:2002 são AR 350 e AR 350 COR, respectivamente.

FIGURA 4-3 – PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO
FONTE: PERFIS ESTRUTURAIS GERDAU.

Segundo o fabricante Gerdau, podemos adotar as características indicadas na tabela do fabricante para o aço do perfil W610x113, em que f_y é o limite de escoamento indicado e f_u o limite de resistência (ruptura).

Utilizamos, em todos os casos deste trabalho, o limite de escoamento f_y .

- Resistência de cálculo

A resistência de cálculo é dada por:

$$f_d = \frac{f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{345}{1,1} = 313,64 \text{ MPa}$$

Onde:

$$\gamma_{a1} = 1,1$$

$f_d = 31,364 \text{ KN/cm}^2$, para uso prático nos cálculos.

- Módulo de elasticidade do aço (E)

$$E = 20000 \text{ KN/cm}^2$$

4.1.4 Dimensionamento da Força de protensão - ELS

a) Situação em vazio

a.1) Deslocamento (Flecha)

$$P \leq \frac{5q_{min}L^2}{48e} + \frac{8EI}{350eL}$$

$$P \leq 1320,13 \text{ KN}$$

a.2) Resistência na fibra superior

$$\sigma_s = -\frac{\gamma_P \beta P}{A} + \frac{\gamma_P \beta P e}{W_s} - \frac{M_{min}}{W_s} \leq f_d$$

$$\sigma_s = -\frac{1,2 \times 1,1 \times P}{145,3} + \frac{1,2 \times 1,1 \times P \times 25}{2901,2} - \frac{3342}{2901,2} \leq 31,364 \text{ KN/cm}^2$$

$$P \leq 14199,24 \text{ KN}$$

a.3) Resistência na fibra inferior

$$\sigma_I = -\frac{\gamma_P \beta P}{A} - \frac{\gamma_P \beta P e}{W_i} + \frac{M_{min}}{W_i} \geq -f_d$$

$$\sigma_I = -\frac{1,2 \times 1,1 \times P}{145,3} - \frac{1,2 \times 1,1 \times P \times 25}{2901,2} + \frac{3342}{2901,2} \geq -31,364$$

$$P \leq 1589,28 \text{ KN}$$

b) Situação com todos os carregamentos

b.1) Deslocamento (Flecha)

$$P \geq \frac{5q_T L^2}{48e} - \frac{8EI}{350eL}$$

$$P \geq 951,51 \text{ KN}$$

b.2) Resistência na fibra superior

$$\sigma_S = -\frac{\gamma_P P}{A} + \frac{\gamma_P P e}{W_s} - \frac{M_T}{W_s} \geq -f_d$$

$$\sigma_S = -\frac{0,9 \times P}{145,3} + \frac{0,9 \times P \times 25}{2901,2} - \frac{98405}{2901,2} \geq -31,364 \text{ KN/cm}^2$$

$$P \geq 1636,48 \text{ KN}$$

b.3) Resistência na fibra inferior

$$\sigma_I = -\frac{\gamma_P P}{A} - \frac{\gamma_P P e}{W_i} + \frac{M_T}{W_i} \leq f_d$$

$$\sigma_I = -\frac{0,9 \times P}{145,3} - \frac{0,9 \times P \times 25}{2901,2} + \frac{98405}{2901,2} \leq 31,364$$

$$P \geq 183,17 \text{ KN}$$

Em resumo, define-se a tabela dos intervalos da força de protensão (em KN):

TABELA 4-1 – INTERVALO DE PROTENSÃO

	Situação	
	Em vazio	Com todos os Carregamentos
Flecha	<u>≤ 1320</u>	$\geq 951,51$
Fibra sup.	$\leq 14199,24$	<u>$\geq 1636,48$</u>
Fibra inf.	$\leq 1589,28$	<u>$\geq 183,17$</u>

FONTE: O AUTOR (2013).

Nota-se que os valores em sublinhado são conflitantes, sendo impossível determinar a força de protensão por esse intervalo. Para a resolução desse problema, devemos levar em consideração que a análise de tensões para dimensionamento realizada - que determinou o valor de 1636,48KN -, é feita no regime elástico da peça, utilizando o parâmetro W . Em teoria, caso a força de protensão seja inferior a esse valor, as tensões de compressão na fibra superior ultrapassarão o limite elástico. Isto acontece, pois o momento solicitante é alto, o que requer uma alta força de protensão combatente.

Sabe-se que em estruturas metálicas pode ser considerada a plastificação da seção, e sob essa consideração os limites resistentes da peça aumentam e, no caso da viga em análise, conferem a resistência necessária aos esforços solicitantes, conforme será visto nas verificações.

Esta análise pode ser feita substituindo o módulo de resistência elástico (W), pelo módulo de resistência plástico (Z) na equação abaixo, na consideração de que $Z > W$.

$$\sigma_s = -\frac{\gamma_P P}{A} + \frac{\gamma_P P e}{W_s} - \frac{M_T}{W_s} \geq -f_d$$

Percebe-se que as tensões devido ao momento fletor do carregamento externo (que é o esforço preponderante nessa situação) se reduzirão, garantindo uma menor força de protensão necessária.

Sendo assim, desconsidera-se, a princípio, o limite elástico de 1636,48 KN para a força de protensão, resolvendo o conflito. Adota-se uma força de 1200 KN, compreendida no novo intervalo encontrado.

c) Atendimento da flecha máxima permitida

Atendendo a força de protensão ($P=1200\text{KN}$) o intervalo definido pelo deslocamento, a flecha máxima real será menor do que a flecha máxima permitida por norma.

TABELA 4-2 – INTERVALO PARA ATENDIMENTO DA FLECHA MÁXIMA

	Situação	
	Em vazio	Com todos os Carregamentos
Flecha	≤ 1320	$\geq 951,51$

FONTE: O AUTOR (2013).

A caráter ilustrativo e a fim de justificar o uso da protensão no combate dos deslocamentos, propõe-se verificar as flechas máximas (no meio do vão).

d.1) *Cálculo do deslocamento máximo permitido por norma*

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{L}{350} = 3,71 \text{ cm}$$

d.2) *Cálculo do deslocamento real (sem protensão)*

$$\delta = \frac{5q_{\text{total}}L^4}{384EI} = 6,56 \text{ cm}$$

$$\delta > \delta_{\text{máx}}$$

Como pode ser visto, o perfil não protendido sob a atuação do carregamento total apresenta problemas no estado limite de serviço (análise de flechas). A protensão pode ser vista neste caso como uma solução para a redução da flecha.

d.3) *Cálculo do deslocamento real (com protensão)- Situação com todos os carregamentos*

$$\delta_q = \frac{5ql^4}{384EI} + \left(-\frac{Pel^2}{8EI} \right) = 6,56 - 3,59 = 2,96 \text{ cm}$$

A protensão confere uma redução na flecha de 3,59 cm (inflexão da viga para cima), resultando em uma flecha de 2,96 cm, menor do que o limite estabelecido por norma.

O cálculo da flecha na situação em vazio não é necessário. É evidente que uma inflexão de 3,59 cm para cima (devido ao carregamento de protensão, preponderante neste caso) já atende aos requisitos da norma. Isso sem contar com o auxílio da flecha causada pelo carregamento devido ao peso próprio, que é favorável a reduzir ainda mais o valor da flecha resultante.

4.1.5 Verificação da resistência da peça - ELU

a) Parâmetros iniciais de verificação: Momento fletor e força cortante de plastificação

$$M_{pl} = Z_x f_y = 114295 \text{KNcm}$$

$$V_{pl} = 0,6 A_w f_y = 1409,59 \text{KN}$$

b) Resistência ao momento fletor

b.1) Flambagem Local na Alma (FLA)

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 48,3$$

$$\lambda_r = 5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 137,24 \rightarrow \text{Alma não esbelta}$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90,53$$

$$\text{Se } \lambda < \lambda_p \rightarrow M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{114295}{1,1} = 103904,54 \text{KN.cm}$$

Sendo $h=d'$

b.2) Flambagem Local na Mesa (FLM)

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = 6,59$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9,15$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{f_y - \sigma_r}} = 23,88$$

$$\text{Se } \lambda < \lambda_p \rightarrow Mrd = \frac{Mpl}{\gamma_{a1}} = \frac{114295}{1,1} = 103904,54 \text{KN.cm}$$

$$\text{Sendo } b = \frac{bf}{2}$$

b.3) Flambagem Lateral por Torção

$$\lambda = \frac{Lb}{r_y} = 38,29$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42,37$$

$$\text{Se } \lambda < \lambda_p \rightarrow Mrd = \frac{Mpl}{\gamma_{a1}} = \frac{114295}{1,1} = 103904,54 \text{KN.cm}$$

Sendo L_b o comprimento destravado

c) Resistência ao Cisalhamento

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 48,30$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 73,76$$

$$\lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 59,22$$

Sendo $K_v=5$, pois a alma não possui enrijecedores transversais;

$$\text{Se } \lambda < \lambda_p \rightarrow V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{1409,59}{1,1} = 1281,44 \text{KN}$$

d) Resistência de cálculo ao esforço normal de compressão

$$N_{c, sd} \leq N_{c, rd}$$

Onde:

$N_{c, sd}$ Esforço normal solicitante

$N_{c, rd}$ Esforço normal resistente

$$N_{c, rd} = \frac{\chi Q A g f_y}{\gamma_{a1}}$$

d.1) Determinação do coeficiente redutor Q

$$\frac{b}{t} \leq \frac{b}{t} \text{ lim} \rightarrow Q = 1$$

$$Q = Q_a \times Q_s$$

Onde:

$$b=d'$$

$$t=t_w$$

d.1.1) Alma da seção (Q_a)

$$\frac{b}{t} \lim = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 35,87$$

$$\frac{b}{t} = \frac{541}{11,2} = 48,3$$

$$\frac{b}{t} > \frac{b}{t} \lim \rightarrow Q_a \neq 1$$

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g}$$

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t$$

$$b_{ef} = 1,92t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{C_a}{b/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b$$

Temos:

$$\sigma \quad f_y$$

$$b_{ef} \quad 43\text{cm}$$

$$A_{ef} \quad 132,86\text{cm}^2$$

$$Q_a \quad 0,91$$

O somatório estende-se sobre todos os elementos AA da seção transversal. C_a é um coeficiente igual a 0,38 para as mesas ou almas de seções tubulares retangulares e 0,34 para todas as outras seções.

d.1.2) Mesa da seção (Qs)

$$\frac{b}{t} \lim = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13,48$$

$$\frac{b}{t} = \frac{114}{17,3} = 6,59$$

$$\frac{b}{t} < \frac{b}{t} \lim \rightarrow Q_s = 1$$

Onde:

$$b = b_f / 2$$

$$t = t_f$$

$$Q = 0,91 \times 1 = 0,91$$

d.2) Determinação do coeficiente redutor χ

Para seções com dupla simetria temos:

$$\lambda_0 = \frac{\lambda_{max}}{\pi} \sqrt{\frac{Q f_y}{E}}$$

$$\lambda = \frac{kL}{r}$$

k=1, pois a viga é bi-rotulada com apoios fixos, sem travamentos no eixo

x.

Sendo assim, temos:

$$\lambda_x=52,76$$

$$\lambda_y=38,29$$

$$\lambda_o=0,665 \rightarrow \chi = 0,658^{\lambda_o^2} = 0,83$$

$$N_{c,rd} = \frac{0,83 \times 0,91 \times 145,3 \times 34,5}{1,1} = 3442 \text{KN}$$

Obtemos a seguinte tabela que resume as solicitações e resistências aos esforços da peça:

TABELA 4-3 – RESUMO DAS SOLICITAÇÕES E RESISTÊNCIAS

	Situação em Vazio		Situação com todos os carregamentos	
	Mom. Fletor [KNcm]	Esforço normal [KN]	Mom. Fletor [KNcm]	Esforço normal [KN]
Resistente	103904,54	3442	103904,54	3442
Solicitante	39600	1584	71404,54	1440

O esforço normal solicitante de cálculo é a ponderação do esforço de protensão pelo coeficiente de majoração $\gamma_p = 1,2$, e pela consideração das perdas, na situação em vazio.

$$N_{sd} = 1,2 \times 1,1 \times 1200 = 1584 \text{ KN.cm}$$

$$N_{sd} = 1,2 \times 1200 = 1440 \text{ KN.cm}$$

O momento solicitante mais crítico para a situação em vazio encontra-se junto ao apoio, em que a força de protensão atua sozinha, pois não há nesta seção momento fletor devido ao carregamento externo (peso próprio) atuando de forma favorável.

Portanto,

$$Msd = 1,2 \times 1,1 \times 1200 \times 25 = 39600 \text{ KN.cm}$$

O momento mais crítico na situação com todos os carregamentos é definido no meio do vão, onde atuam o momento devido ao carregamento externo total (preponderante) e o momento devido à protensão (favorável).

Sendo assim,

$$Msd = 98405 - 0,9 \times 1200 \times 25 = 71405 \text{ KN.cm}$$

Vale lembrar que o valor 98405 já está ponderado.

e) Verificação da flexocompressão

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0,378$$

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0,2$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$\frac{1440}{0,85 \times 3442} + \frac{8}{9} \left(\frac{71405}{0,9 \times 103904,54} + \frac{0}{\phi_b M_{ny}} \right) = 1,17 > 1$$

Onde:

P_u Força solicitante;

P_n Resistência nominal;

- M_u Momento solicitante, levando-se em conta os efeitos de 2ª ordem;
- M_n Resistência normal à flexão;
- Φ Coeficiente de segurança para a resistência à compressão, igual a 0,85;
- Φ_b Coeficiente de segurança para a resistência à flexão, igual a 0,9.

e.1) 1ª Solução proposta – Reduzir a força de protensão

Propõe-se reduzir a força de protensão a fim de que a esta seja atendida a verificação de flexocompressão:

TABELA 4-4 – DETERMINAÇÃO DO FATOR DA FLEXOCOMPRESSÃO PARA DIVERSAS CARGAS DE PROTENSÃO

P [KN]	Fator
1300	1,191
1200	1,171
1100	1,151
1000	1,132
900	1,112
800	1,092

FONTE: O AUTOR (2013).

No entanto, não é possível reduzir a força de protensão além de 951,51KN, conforme o intervalo definido para atender as flechas:

TABELA 4-5 – INTERVALO DE PROTENSÃO PARA ATENDIMENTO DA FLECHA MÁXIMA

	Em vazio	Com todos os Carregamentos
Flecha	≤ 1320	≥ 951,51

FONTE: O AUTOR (2013).

e.2) 2ª Solução proposta – Aumentar a excentricidade do cabo

TABELA 4-6 – FATOR DA FLEXOCOMPRESSÃO PARA DIVERSAS CARGAS DE PROTENSÃO E EXCENTRICIDADES

P [KN]	Fator					
	e [cm]	25	30	35	40	45
1300	1,191	1,135	1,079	1,024	0,968	0,913
1200	1,171	1,120	1,068	1,017	0,966	0,914
1100	1,151	1,104	1,057	1,010	0,963	0,916
1000	1,132	1,089	1,046	1,003	0,961	0,918
900	1,112	1,074	1,035	0,997	0,958	0,920
800	1,092	1,058	1,024	0,990	0,956	0,921

FONTE: O AUTOR (2013).

No entanto, aumentar a excentricidade para um mínimo de 45 cm já é suficiente para que a flecha na situação em vazio (inflexão para cima) seja superior ao limite proposto por norma:

$$\delta_q = \frac{5q_{min}l^4}{384EI} + \left(-\frac{Pel^2}{8EI}\right) = 0,24 - 6,46 = -6,22 \text{ cm} > 3,71 \text{ cm}$$

Dessa forma, a viga deve ser recalculada com um perfil mais resistente.

4.1.6 Determinação da nova peça

A seção escolhida no catálogo do fabricante foi uma próxima de maiores dimensões, com os seguintes parâmetros geométricos:

d	612mm
bf	229mm
t_w	11,9mm
t_f	19,6mm
h	573mm
A	160,1cm ²
I_x	99184cm ⁴
I_y	3426cm ⁴
W_x	3241,3cm ³

Z_x	3697,3cm ³
r_x	24,89cm
r_y	4,96cm
J	159,5cm ⁴
e	25cm
$Y_s=Y_i$	30,6cm
d'	541cm

Para simplificação, foram considerados os mesmos carregamentos da seção anterior. O pequeno acréscimo no peso próprio pode ser desprezado.

Com os novos parâmetros, determina-se (em KN):

TABELA 4-7 – NOVO INTERVALO DE PROTENSÃO

	Situação	
	Em vazio	Com todos os Carregamentos
Flecha	≤ 1474,69	≥ 796,96
Fibra sup.	≤ 16730,61	≤ 46754,01
Fibra inf.	≤ 1758,1	≤ 4913,05

FONTE: O AUTOR (2013).

Nota-se que aumentando o módulo de resistência da seção não houve o conflito de intervalos como no caso anterior. A força de protensão é, neste caso, determinada tão somente pelos limites da flecha.

4.1.6.1 Verificação da resistência da nova peça - ELU

a) Parâmetros iniciais de verificação: Momento fletor e força cortante de plastificação

$$M_{pl} = Z_x f_y = 127556,85 \text{KNcm}$$

$$V_{pl} = 0,6 A_w f_y = 1507,54 \text{KN}$$

b) Resistência ao momento fletor

b.1) Flambagem Local na Alma (FLA)

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 45,46$$

$$\lambda_r = 5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 137,24 \rightarrow \text{Alma não esbelta}$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90,53$$

$$\text{Se } \lambda < \lambda_p \rightarrow M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{127556,85}{1,1} = 115960,77 \text{KN.cm}$$

b.2) Flambagem Local na Mesa (FLM)

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = 5,84$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9,15$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{f_y - \sigma_r}} = 23,88$$

$$\text{Se } \lambda < \lambda_p \rightarrow M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{127556,85}{1,1} = 115960,77 \text{KN.cm}$$

b.3) Flambagem Lateral por Torção

$$\lambda = \frac{Lb}{r_y} = 37,44$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42,37$$

$$\text{Se } \lambda < \lambda_p \rightarrow M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{127556,85}{1,1} = 115960,77 \text{KN.cm}$$

c) Resistência ao Cisalhamento

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 45,46$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 73,76$$

$$\lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 59,22$$

Onde:

$K_v=5$ Pois a alma não possui enrijecedores transversais;

$$\text{Se } \lambda < \lambda_p \rightarrow V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{1409,59}{1,1} = 1281,44 \text{KN}$$

$$V_{sd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{46,582 \times 13}{3} = 302,78 \text{KN} < V_{rd}$$

d) Resistência de cálculo ao esforço normal de compressão

$$N_{c, sd} \leq N_{c, rd}$$

Onde:

$N_{c,sd}$ Esforço normal solicitante

$N_{c,rd}$ Esforço normal resistente

$$N_{c,rd} = \frac{\chi Q A g f_y}{\gamma_{a1}}$$

d.1) Determinação do coeficiente redutor Q

$$\frac{b}{t} \leq \frac{b}{t} \lim \rightarrow Q = 1$$

$$Q = Q_a \times Q_s$$

Onde:

$$b = d'$$

$$t = t_w$$

d.1.1) Alma da seção (Q_a)

$$\frac{b}{t} \lim = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 35,87$$

$$\frac{b}{t} = \frac{541}{11,9} = 45,46$$

$$\frac{b}{t} > \frac{b}{t} \lim \rightarrow Q_a \neq 1$$

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g}$$

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t$$

$$b_{ef} = 1,92t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{Ca}{b/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b$$

Onde:

$$\sigma = f_y$$

Temos:

$$b_{ef} = 45,1 \text{ cm}$$

$$A_{ef} = 149,39 \text{ cm}^2$$

$$Q_a = 0,93$$

d.1.2) Mesa da seção (Qs)

$$\frac{b}{t} \lim = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13,48$$

$$\frac{b}{t} = \frac{114,5}{19,6} = 5,85$$

$$\frac{b}{t} < \frac{b}{t} \lim \rightarrow Q_s = 1$$

Onde:

$$b = b_f/2$$

$$t = t_f$$

$$Q = 0,93 \times 1 = 0,91$$

d.2) Determinação do coeficiente redutor χ

Para seções com dupla simetria temos:

$$\lambda_0 = \frac{\lambda_{max}}{\pi} \sqrt{\frac{Q f_y}{E}}$$

$$\lambda = \frac{kL}{r}$$

$k=1$, pois a viga é bi-rotulada com apoios fixos, sem travamentos no eixo x.

Sendo assim, temos:

$$\lambda_x = 52,23$$

$$\lambda_y = 37,44$$

$$\lambda_0 = 0,666 \rightarrow \chi = 0,658^{\lambda_0^2} = 0,83$$

$$N_{c,rd} = \frac{0,83 \times 0,93 \times 160,1 \times 34,5}{1,1} = 3875,95 \text{KN}$$

Obtemos a seguinte tabela que resume as solicitações e resistências aos esforços da peça:

TABELA 4-8 – RESUMO DAS SOLICITAÇÕES E RESISTÊNCIAS

	Situação em Vazio		Situação com todos os carregamentos	
	Mom. Fletor [KNcm]	Esforço normal [KN]	Mom. Fletor [KNcm]	Esforço normal [KN]
Resistente	115960,77	3875,95	115960,77	3875,95
Solicitante	1,2x1,1xPx25	1,2x1,1xP	98404 – 0,9xPx25	1,2xP

FONTE: O AUTOR (2013).

Analisa-se a verificação de flexocompressão para diversas cargas de protensão:

TABELA 4-9 – VERIFICAÇÃO DA FLEXOCOMPRESSÃO

P [KN]	Fator
1300	1,063
1200	1,045
1100	1,028
1000	1,011
900	0,993
800	0,976

FONTE: O AUTOR (2013).

Define-se, portanto, P=900 KN.

4.1.7 Determinação dos cabos e cordoalhas

De acordo com o catálogo de cabos para protensão da Belgo, foi escolhida a Cordoalha CP 190 RB 15,2 com as especificações mostradas na tabela abaixo:

TABELA 4-10 – PROPRIEDADES DAS CORDOALHAS DE PROTENSÃO

Especificações dos Produtos – Cordoalhas							
Produto	Diâmetro nominal (mm)	Área aprox. (mm ²)	Área mínima (mm ²)	Massa aprox. (kg/km)	Carga mínima a 1% de deformação (kN)	Carga mínima de ruptura (kN)	Along. sob carga (em 610 mm)
Cordoalhas de 3 fios							
Cord. CP 190 RB 3x3,0	6,5	21,8	21,5	171	36,7	40,8	3,5
Cord. CP 190 RB 3x3,5	7,6	30,3	30,0	238	51,3	57,0	3,5
Cord. CP 190 RB 3x4,0	8,8	38,3	37,6	304	64,3	71,4	3,5
Cord. CP 190 RB 3x4,5	9,6	46,5	46,2	366	78,9	87,7	3,5
Cord. CP 190 RB 3x5,0	11,1	66,5	65,7	520	112,3	124,8	3,5
Cordoalhas de 7 fios							
Cord. CP 190 RB 9,5	9,5	55,5	54,8	441	93,9	104,3	3,5
Cord. CP 190 RB 12,7	12,7	101,4	98,7	792	168,6	187,3	3,5
Cord. CP 190 RB 15,2	15,2	143,5	140,0	1.126	239,2	265,8	3,5

FONTE: CATÁLOGO DO FABRICANTE BELGO.

De acordo com o item 3.4.1 a quantidade de cordoalhas necessárias é dada por:

$$n = \frac{1,1P}{0,6 P_{max}} = 8,15$$

Onde:

P_{max} Força de protensão máxima resistente de cálculo do cabo, relativa à tensão de ruptura.

P Força de protensão atuante na viga

$$n = \frac{900}{0,6 \times 265,8} = 6,22$$

Considera-se que o número de cabos deve ser par para conferir a simetria dos cabos nos dois lados da seção

Sendo assim, temos $n=8$. (4 cabos a cada lado da seção).

4.2 EXEMPLO 02 - VIGA CONTÍNUA

Propõe-se calcular uma viga metálica de cobertura, solicitada por um carregamento acidental arbitrário de 20KN/m. A viga, que possui 40 metros de comprimento, é inconcebível ser executada com somente um vão, pois as deformações seriam excessivas. Sendo assim, requer apoios intermediários, configurando uma estrutura hiperestática. Para combater instabilidades, a estrutura possui travamentos laterais a cada 2m. Dessa forma, faz-se necessário observar as particularidades do método de cálculo proposto para esta modalidade. Foram sugeridos 3 apoios intermediários, além dos 2 apoios extremos, garantindo tramos de 10m, aceitáveis em relação aos 40m iniciais.

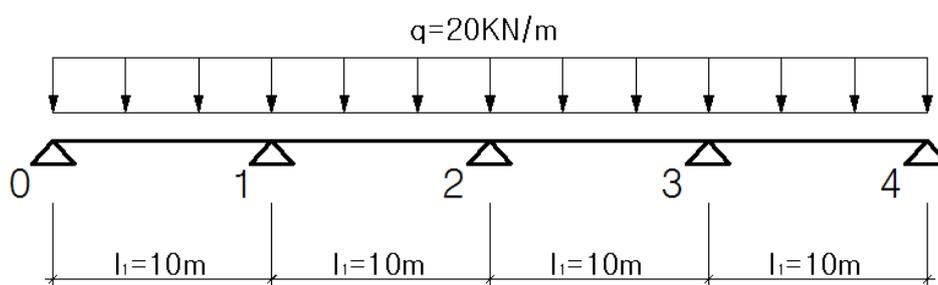


FIGURA 4-4 – ESQUEMA DA VIGA CONTÍNUA
 FONTE: O AUTOR (2013).

4.2.1 Carregamentos e esforços atuantes

- Peso próprio ($g_{\min,k}$) 1,01 KN/m
- Carga acidental ($q_{\text{acid},k}$) 20 KN/m
- Carga total ($q_{T,k}$) 21,01 KN/m
- Peso próprio majorado ($g_{\min,d}$) 1,414 KN/m ($\gamma = 1,4$)
- Carga acidental majorada ($q_{\text{acid},k}$) 30 KN/m ($\gamma = 1,5$)
- Carga total majorada (q_d) 31,414 KN/m

a) *Envoltória de Momentos Fletores*

A envoltória de momentos fletores foi realizada através do software ftool.

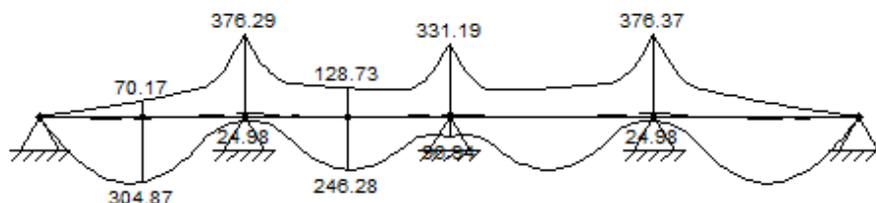


FIGURA 4-5 – ENVOLTÓRIA DE MOMENTOS FLETORES
 FONTE: O AUTOR (2013).

Dessa forma, determinam-se os momentos de cálculo da força de protensão, que são aqueles da seção onde há a maior variação entre os momentos positivo e negativo, que ocorre no apoio 1 (Momentos fletores em KN.m):

TABELA 4-11 – RESUMO DA ENVOLTÓRIA DE MOMENTOS FLETORES

Carga	Apoio 0	l0	Apoio 1	l1	Apoio 2	l2	Apoio 3	l3	Apoio 4
g	0	10,1	15,2	5,1	10,1	5,1	15,2	10,1	0
(-)g+q	0	70,2	376,2	128,7	331,1	128,7	376,2	70,2	0
(+)g+q	0	304,9	24,1	246,3	96,9	246,3	24,1	304,9	0
Var	0	234,7	352,2	117,6	234,2	117,6	352,2	234,7	0

FONTE: O AUTOR (2013).

Os momentos de cálculo são, portanto:

- 15,2 KN.m, devido ao peso próprio;
- 376,2 KN.m devido ao peso próprio e à carga accidental;

b) Envoltória de Esforços cortantes

A envoltória de esforços cortantes foi realizada através do software ftool.

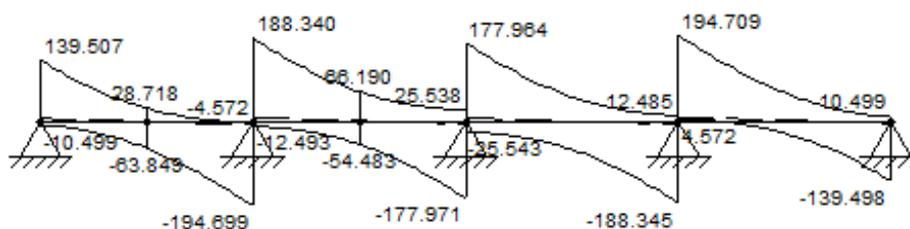


FIGURA 4-6 – ENVOLTÓRIA DE FORÇAS CORTANTES

FONTE: O AUTOR (2013).

4.2.2 Pré-dimensionamento da seção

Conforme exposto no item 2.8.1, o pré-dimensionamento para seções de vigas contínuas é realizado da seguinte forma:

$$H \quad \frac{L}{25} \text{ a } \frac{L}{35};$$

L Dimensão do vão;

$$B \quad \frac{H}{2} \text{ a } \frac{H}{3};$$

t_f 10 a 40mm;

t_w 8 a 15mm.

Sendo assim, a seção disposta tem a seguinte configuração:

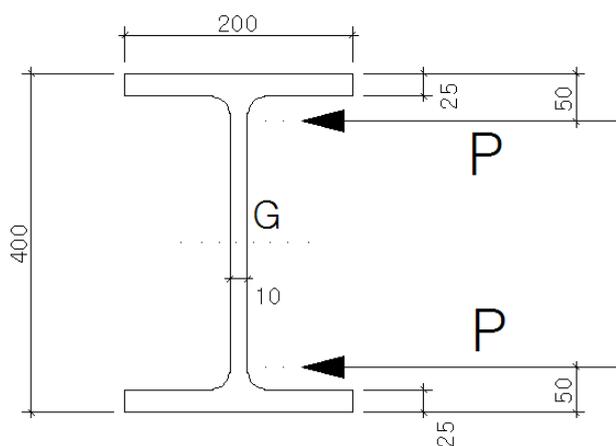


FIGURA 4-7 – PERFIL METÁLICO PARA VIGA CONTÍNUA

FONTE: O AUTOR (2013).

Dados do perfil:

bf	228mm
d	603mm
t_w	10,5mm
t_f	14,9mm
h	573mm
A	130,3cm ²
I_x	77003cm ⁴
I_y	2951cm ⁴
W_x	2554cm ³
Z_x	2922,7cm ³
r_x	24,31cm
r_y	4,76cm
d'	541mm

Vale ressaltar que as indicações da força de protensão P , a um cobrimento de 50mm das faces superior e inferior da seção, não ocorrem conjuntamente. Propõe-se para essa viga um traçado parabólico, com os cobrimentos mínimos de 50mm sobre os apoios e no meio dos vãos. A indicação é relativa às seções da viga de maior solicitação, sendo essas as excentricidades máximas adotadas. Vale lembrar que, a princípio, a força de protensão atua acima do centro de gravidade nas seções de momento fletor negativo, e abaixo nas seções de momento positivo.

No entanto, ao ser analisada a contra flecha dessa viga¹⁰, na situação em vazio (devida ao esforço da protensão), a seção não possui rigidez o suficiente para suportar o vão e carregamento estipulados.

Ao tomar, por extremo, um perfil de dimensões superiores, com $h=850\text{mm}$, nota-se que apesar da contra flecha na situação em vazio ser

¹⁰ A análise da flecha da viga foi realizada pelo método das cargas equivalentes de protensão, a ser demonstrada nesse mesmo exercício.

aceitável, a flecha na situação com todos os carregamentos já atenderia os requisitos da norma mesmo sem a aplicação da protensão. Dessa forma, protender um perfil com essas dimensões seria desnecessário.

Sendo assim, os fatores limitantes para o dimensionamento da protensão nessa viga foram a contra flecha na situação em vazio e a flecha na situação com todos os carregamentos. O pré-dimensionamento foi realizado, portanto, iterativamente, procurando-se um perfil intermediário entre as dimensões já propostas que atendesse as restrições de deslocamento da norma em ambos os casos. Determinou-se o perfil W 610x101, do fabricante Gerdau.

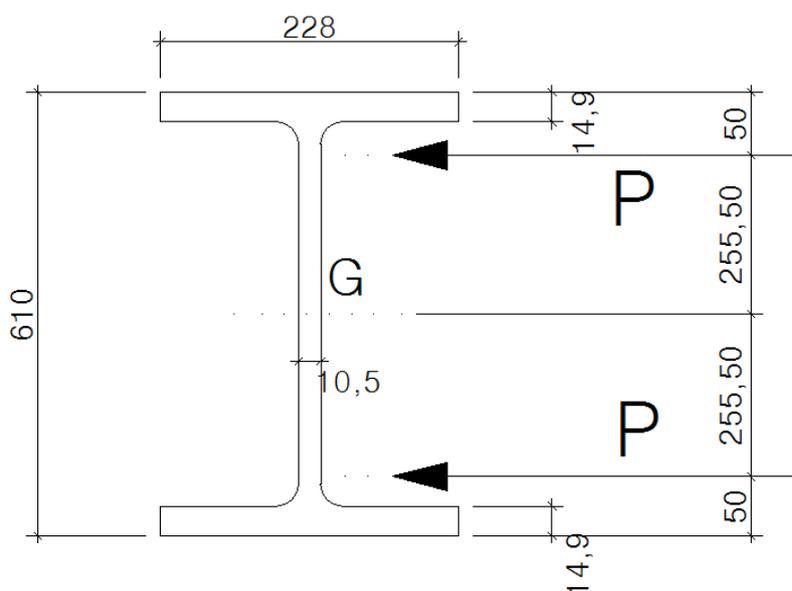


FIGURA 4-8 – PERFIL W610X101
 FONTE: O AUTOR (2013).

4.2.3 Dimensionamento da Força de protensão - ELS

a) Situação em vazio

a.1) Deslocamento (Flecha)

A determinação da flecha foi realizada simulando o efeito da protensão na viga pelo método das cargas equivalentes. De acordo com o método, a protensão pode ser substituída por carregamentos pontuais nos pontos onde há desviadores, da seguinte forma:

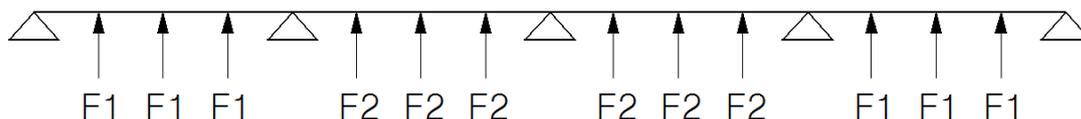


FIGURA 4-9 – ESQUEMA DE CARGAS EQUIVALENTES
 FONTE: O AUTOR (2013).

A força em cada tramo para o caso de três desviadores é estimada por:

$$F_k = \frac{P \times (y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1})}{\Delta x}$$

Onde:

- F_k Força no tramo k
- P Carga de protensão
- y_{i-1} Excentricidade do desviador i-1 do tramo
- y_i Excentricidade do desviador i do tramo
- y_{i+1} Excentricidade do desviador i+1 do tramo
- Δx Distância entre os desviadores

Para a determinação das excentricidades dos pontos de desviador, define-se o traçado do cabo, de acordo com a figura abaixo. Optou-se por um traçado de cabo que se aproxima de uma parábola, com excentricidades máximas no meio de vão e sobre os apoios intermediários, ancorado nas extremidades no baricentro.

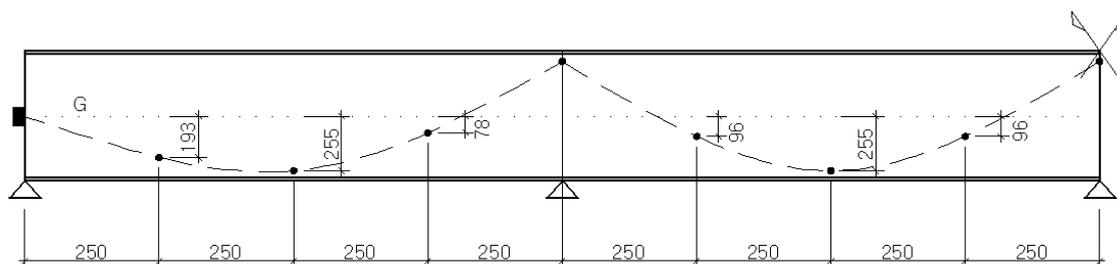


FIGURA 4-10 – EXCENTRICIDADE DOS DESVIADORES
 FONTE: O AUTOR (2013).

Sendo assim,

$$F_1 = \frac{P \times (0,193 - 2 \times 0,255 + 0,078)}{2,5} = 0,096 P$$

$$F_2 = \frac{P \times (0,096 - 2 \times 0,255 + 0,096)}{2,5} = 0,128 P$$

Determina-se, portanto, uma tabela de forças a serem aplicadas nos pontos onde há desviadores, de acordo com a força de protensão aplicada.

TABELA 4-12 – CARGAS EQUIVALENTES

Protensão	F1	F2
2800	268,8	358,4
2000	192	256
1500	144	192
1000	96	128
700	67,2	89,6
500	48	64
400	38,4	51,2

FONTE: O AUTOR (2013).

Aplicam-se as forças em um esquema de viga na situação em vazio, pois se sabe que este é o estado mais crítico para a flecha. Dessa forma, a força de protensão, aplicada junto ao peso próprio (1,01 KN/m), não deve proporcionar à viga contra flechas maiores do que a flecha limite determinada por norma, que no caso de vigas de cobertura é limitada por:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{l}{250} = \frac{10}{250} = 0,04 \text{ m} = 4 \text{ cm}$$

O valor de 400 KN para a protens\~ao confere \~a viga uma contra flecha m\~axima na situa\~ao em vazio de 3,9cm, resolvendo o sistema de cargas equivalentes no software ftool. Ser\~a, portanto, este o valor da protens\~ao m\~axima determinada pela flecha na situa\~ao em vazio.

a.2) Resist\~encia na fibra superior

$$\sigma_s = -\frac{\gamma_P \beta P}{A} + \frac{\gamma_P \beta P e}{W_s} - \frac{M_{min}}{W_s} \leq f_d$$

$$\sigma_s = -\frac{1,2 \times 1,1 \times P}{130,3} + \frac{1,2 \times 1,1 \times P \times 25,5}{2554} - \frac{1515}{2554} \leq 31,364 \text{ KN/cm}^2$$

$$P \leq 10481,69 \text{ KN}$$

a.3) Resist\~encia na fibra inferior

$$\sigma_I = -\frac{\gamma_P \beta P}{A} - \frac{\gamma_P \beta P e}{W_i} + \frac{M_{min}}{W_i} \geq -f_d$$

$$\sigma_I = -\frac{1,2 \times 1,1 \times P}{130,3} - \frac{1,2 \times 1,1 \times P \times 25,5}{2554} + \frac{1515}{2554} \geq -31,364$$

$$P \leq 1370,98 \text{ KN}$$

b) Situação com todos os carregamentos

b.1) Deslocamento (Flecha)

Analogamente à situação em vazio, busca-se uma carga de protensão que garanta uma flecha final menor do que 4cm. Sabendo-se que a força de protensão é determinada pela situação em vazio, será feita, neste momento, uma verificação da força determinada por esse caso.

Adotando as cargas equivalentes de protensão calculadas e o carregamento aplicado (Carga acidental + Peso próprio = 21,01 KN/m), encontra-se uma flecha de 2,8cm.

Vale mencionar que caso não houvesse a força de protensão, a flecha máxima após o carregamento total seria de 7,6cm, maior do que os 4cm limitados pela norma, justificando o uso da protensão nessa estrutura.

b.2) Resistência na fibra superior

$$\sigma_s = -\frac{\gamma_P P}{A} + \frac{\gamma_P P e}{W_s} - \frac{M_T}{W_s} \geq -f_d$$

$$\sigma_s = -\frac{0,9 \times P}{130,3} + \frac{0,9 \times P \times 0,255}{2554} - \frac{37623}{2554} \geq -31,364 \text{ KN/cm}^2$$

$$P \leq 24163,85 \text{ KN}$$

b.3) Resistência na fibra inferior

$$\sigma_I = -\frac{\gamma_P P}{A} - \frac{\gamma_P P e}{W_i} + \frac{M_T}{W_i} \leq f_d$$

$$\sigma_I = -\frac{0,9 \times P}{130,3} - \frac{0,9 \times P \times 0,255}{2554} + \frac{37623}{2554} \leq 31,364$$

$$P \leq 3160,57 \text{ KN}$$

Sendo assim, temos:

TABELA 4-13 – INTERVALO PARA A CARGA DE PROTENSÃO

	Situação	
	Em vazio	Com todos os Carregamentos
Flecha	≤ 400	-
Fibra sup.	≤ 10481,7	≤ 24163,85
Fibra inf.	≤ 1370,98	≤ 3160,57

FONTE: O AUTOR (2013).

Determina-se, portanto, P=400KN, delimitado pela flecha.

4.2.4 Verificação da resistência da peça – ELU

a) Parâmetros iniciais de verificação: Momento fletor e força cortante de plastificação

$$M_{pl} = Z_x \times f_y = 100833,15 \text{ KNcm}$$

$$V_{pl} = 0,6A_w f_y = 1310,62KN$$

b) Resistência ao momento fletor

b.1) Flambagem Local na Alma (FLA)

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 51,52$$

$$\lambda_r = 5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 137,24 \rightarrow \text{Alma não esbelta}$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90,53$$

$$\text{Se } \lambda < \lambda_p \rightarrow M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{100833,15}{1,1} = 91666,5KN.cm$$

Onde:

$$h = d'$$

b.2) Flambagem Local na Mesa (FLM)

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = 7,65$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9,15$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{f_y - \sigma_r}} = 23,88$$

$$\text{Se } \lambda < \lambda_p \rightarrow M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{100833,15}{1,1} = 91666,5KN.cm$$

Onde:

$$b = \frac{bf}{2}$$

b.3) Flambagem Lateral por Torção

$$\lambda = \frac{Lb}{r_y} = 42,01$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42,37$$

$$\text{Se } \lambda < \lambda_p \rightarrow M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{100833,15}{1,1} = 91666,5 \text{KN.cm}$$

Sendo L_b o comprimento destravado

c) Resistência ao Cisalhamento

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 51,52$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 73,76$$

$$\lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 59,22$$

Onde:

$K_v=5$ Pois a alma não possui enrijecedores transversais;

$$\text{Se } \lambda < \lambda_p \rightarrow V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{1310,62}{1,1} = 1191,47 \text{KN}$$

$$V_{sdm\acute{a}x} \leq V_{Rd} \rightarrow OK$$

d) Resistência de cálculo ao esforço normal de compressão

$$N_{c, sd} \leq N_{c, rd}$$

Onde:

$N_{c, sd}$ Esforço normal solicitante

$N_{c, rd}$ Esforço normal resistente

$$N_{c, rd} = \frac{\chi Q A g f_y}{\gamma_{a1}}$$

d.1) Determinação do coeficiente redutor Q

$$\frac{b}{t} \leq \frac{b}{t} \lim \rightarrow Q = 1$$

$$Q = Q_a \times Q_s$$

Onde:

$$b = d'$$

$$t = t_w$$

d.1.1) Alma da seção (Q_a)

$$\frac{b}{t} \lim = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 35,87$$

$$\frac{b}{t} = \frac{541}{10,5} = 51,52$$

$$\frac{b}{t} > \frac{b}{t} \lim \rightarrow Q_a \neq 1$$

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g}$$

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t$$

$$b_{ef} = 1,92t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{C_a}{b/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b$$

Onde:

$$\sigma \quad f_y$$

Temos:

$$b_{ef} \quad 39,92\text{cm}$$

$$A_{ef} \quad 115,41 \text{ cm}^2$$

$$Q_a \quad 0,886$$

O somatório estende-se sobre todos os elementos AA da seção transversal. C_a é um coeficiente igual a 0,38 para as mesas ou almas de seções tubulares retangulares e 0,34 para todas as outras seções

d.1.2) Mesa da seção (Q_s)

$$\frac{b}{t} \lim = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13,48$$

$$\frac{b}{t} = \frac{114}{14,9} = 7,65$$

$$\frac{b}{t} < \frac{b}{t} \lim \rightarrow Q_s = 1$$

Onde:

$$b \quad \text{bf}/2$$

$$t \quad t_f$$

$$Q = 0,886 \times 1 = 0,886$$

d.2) Determinação do coeficiente redutor χ

Para seções com dupla simetria temos:

$$\lambda_0 = \frac{\lambda_{max}}{\pi} \sqrt{\frac{Q f_y}{E}}$$

$$\lambda = \frac{kL}{r}$$

$k=1$, pois a viga é bi-rotulada com apoios fixos, sem travamentos no eixo x.

Sendo assim, temos:

$$\lambda_x = 41,13$$

$$\lambda_y = 42,02$$

$$\lambda_o = 0,52 \rightarrow \chi = 0,658^{\lambda_o^2} = 0,89$$

$$N_{c,rd} = \frac{0,89 \times 0,886 \times 130,3 \times 34,5}{1,1} = 3217,56 \text{ KN}$$

Obtemos a seguinte tabela que resume as solicitações e resistências aos esforços da peça:

TABELA 4-14 – RESUMO DAS SOLICITAÇÕES E RESISTÊNCIAS

	Situação em Vazio		Situação com todos os carregamentos	
	Mom. Fletor [KNcm]	Esforço normal [KN]	Mom. Fletor [KNcm]	Esforço normal [KN]
Resistente	91666,5	3217,56	91666,5	3217,56
Solicitante	9619	528	13840	480

FONTE: O AUTOR (2013).

O esforço normal solicitante de cálculo é a ponderação do esforço de protensão pelo coeficiente de majoração $\gamma_p = 1,2$. e por $\beta = 1,1$, na situação em vazio.

$$N_{sd} = 1,2 \times 1,1 \times 400 = 528 \text{ KN.cm}$$

$$N_{sd} = 1,2 \times 400 = 480 \text{ KN.cm}$$

O momento solicitante mais crítico para a situação em vazio é definido sobre o apoio 1. A determinação desse momento foi retirado do modelo que considera o peso próprio e as cargas equivalentes de protensão.

Portanto,

$$M_{sd} = 15628 \text{ KN.cm}$$

O momento mais crítico na situação com todos os carregamentos é definido no tramo l_0 , onde atuam o momento devido ao carregamento externo total (preponderante) e o momento devido à protensão (favorável). A determinação desse momento foi retirado do modelo que considera a envoltória de carregamentos e as cargas equivalentes de protensão.

$$M_{sd} = 13840 \text{ KN.cm}$$

e) Verificação da flexocompressão

Temos que:

$$\phi = 0,85$$

$$\phi_b = 0,9$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0,164$$

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0,2$$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$\frac{528}{2 \times 0,85 \times 3217,56} + \left(\frac{15628}{0,9 \times 91666,5} + \frac{0}{\phi_b M_{ny}} \right) = 0,29 < 1$$

4.2.5 Determinação dos cabos e cordoalhas

A cordoalha escolhida é a mesma do exercício anterior. Sendo assim, temos:

$$n = \frac{\beta x P}{0,6 P_{m\acute{a}x}} = \frac{1,1 x 400}{0,6 \times 265,8} = 2,75$$

Como o número de cabos deve ser par para conferir a simetria dos cabos nos dois lados da seção, temos n=4.

4.2.6 Verificação do traado do cabo no fuso limite

$$e_0 = 5630,60 \text{ mm}$$

$$\delta_0 = \frac{M_-}{0,9 \times 400}$$

$$e_1 = 8648,07 \text{ mm}$$

$$\delta_1 = \begin{cases} \frac{M_{min}}{1,1 \times 1,2 \times 400}, \text{ sobre os apoios} \\ \frac{M_+}{0,9 \times 400}, \text{ nos tramos} \end{cases}$$

TABELA 4-15 – FUSO LIMITE DA VIGA HIPERESTÁTICA

	0	I0	1	I1	2	I2	3	I3	4
δ_0	0	-194,861	-1045,08	-357,5	-919,806	-357,5	-1045,08	-194,861	0
δ_1	0	-846,889	-28,6932	-684,167	-19,1288	-684,167	-28,6932	-846,889	0
e_0	-5630,6	-5630,6	-5630,6	-5630,6	-5630,6	-5630,6	-5630,6	-5630,6	-5630,6
e_1	8648,069	8648,069	8648,069	8648,069	8648,069	8648,069	8648,069	8648,069	8648,069
Cota_{inf}	-5630,6	-5435,74	-4585,52	-5273,1	-4710,8	-5273,1	-4585,52	-5435,74	-5630,6
Cota_{sup}	8648,069	7801,18	8619,376	7963,903	8628,941	7963,903	8619,376	7801,18	8648,069

FONTES: O AUTOR (2013)

As cotas são indicadas, em mm, a partir do centro de gravidade. Nota-se, portanto, que, na pior das hipóteses, o cabo poderia estar a 4585,52 mm abaixo do centro de gravidade ou 7801,18 acima. Como no caso adotado, o cabo tem excentricidades máximas de 255mm para cima e para baixo, o traado do cabo  aceitável pela verificação do fuso limite.

4.3 EXEMPLO 3 – TRELIÇA

Propõe-se analisar a carga de protensão e o comprimento para os cabos da treliça em uma configuração proposta por BELENYA (1977, p.235), Figura 2-27a deste trabalho. A protensão deverá aliviar as cargas das barras em uma análise geral, resultando em uma economia nos perfis metálicos.

Serão considerados os cabos de protensão fixados próximos às barras horizontais, de modo que, o momento gerado por esta pequena excentricidade possa ser desconsiderado. A figura abaixo mostra a configuração da treliça a ser estudada.

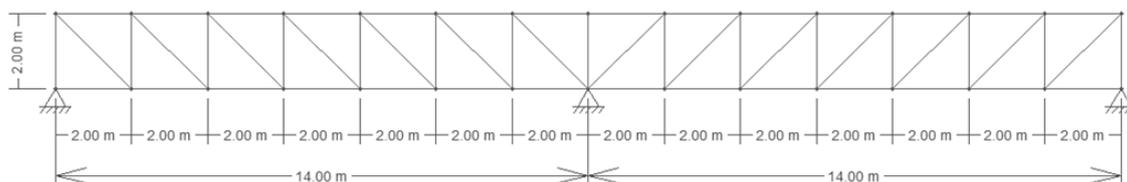


FIGURA 4-11 – DIMENSÕES DA TRELIÇA
FONTE: O AUTOR (2013).

As diversas hipóteses de carga foram modeladas no software fool.

4.3.1 Comprimento dos cabos

Foram realizadas diferentes hipóteses de comprimento de cabos tanto no banzo superior quanto no banzo inferior. As cotas nas figuras do item 4.3.1.1 representam o tamanho do cabo considerado.

Para uniformização das hipóteses, será considerada uma força de protensão (P) de 50KN e uma carga solicitante (q) de 10KN aplicada nos nós. As cargas solicitantes são dispostas como indicado na figura abaixo:

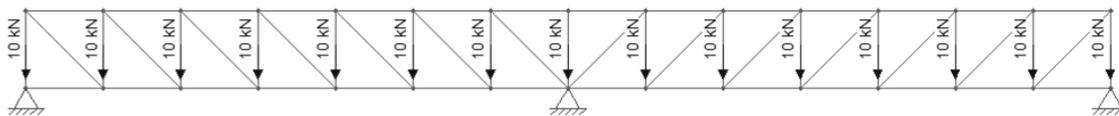


FIGURA 4-12 – CARREGAMENTO SOLICITANTE DA TRELIÇA
 FONTE: O AUTOR (2013).

4.3.1.1 Hipóteses

a) Hipótese 1

Cabo superior correspondente às 4 barras centrais;

Cabos inferiores correspondentes a 3 barras.

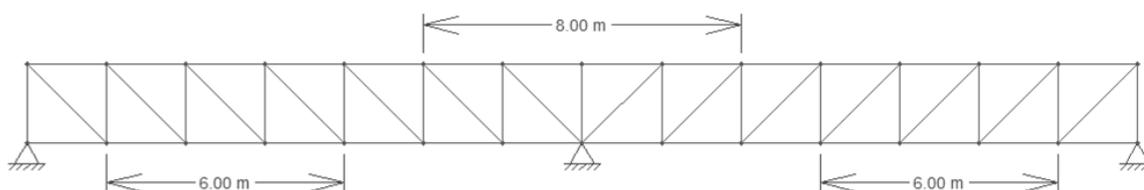


FIGURA 4-13 - CONFIGURAÇÃO DA TRELIÇA - HIPÓTESE 1
 FONTE: O AUTOR (2013).

b) Hipótese 2

Cabo superior correspondente às 4 barras centrais;

Cabos inferiores correspondentes a 2 barras.

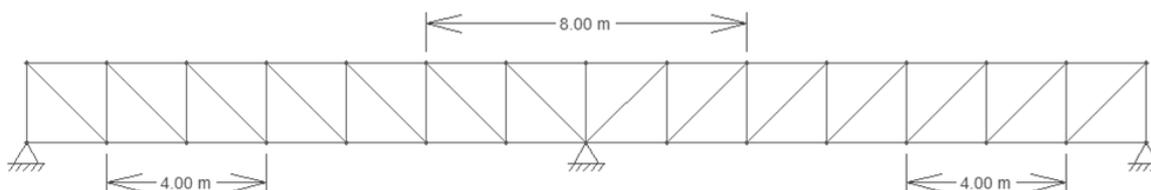


FIGURA 4-14 - CONFIGURAÇÃO DA TRELIÇA - HIPÓTESE 2
 FONTE: O AUTOR (2013).

c) Hipótese 3

Cabo superior correspondente às 2 barras centrais;

Cabos inferiores correspondentes a 3 barras.

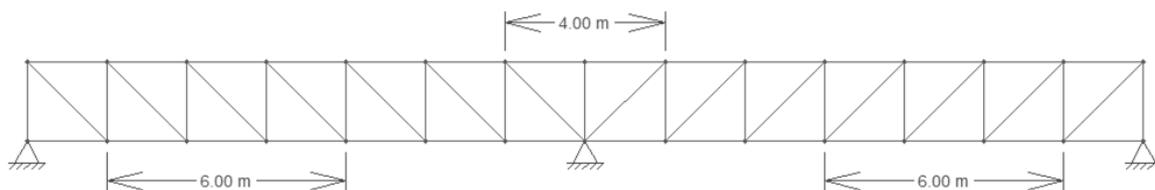


FIGURA 4-15 - CONFIGURAÇÃO DA TRELIÇA - HIPÓTESE 3
 FONTE: O AUTOR (2013).

d) Hipótese 4

Cabo superior correspondente às 4 barras centrais;

Cabos inferiores correspondentes a 4 barras.

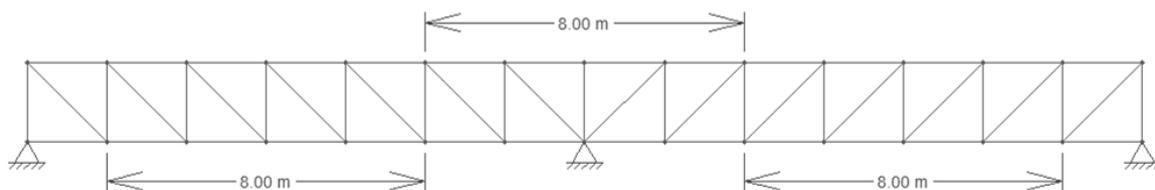


FIGURA 4-16 - CONFIGURAÇÃO DA TRELIÇA - HIPÓTESE 4
 FONTE: O AUTOR (2013).

e) Hipótese 5

Cabo superior correspondente às 6 barras centrais;

Cabos inferiores correspondentes a 3 barras.

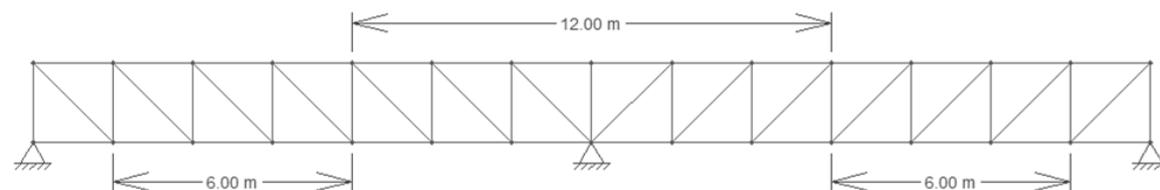


FIGURA 4-17 - CONFIGURAÇÃO DA TRELIÇA - HIPÓTESE 5
 FONTE: O AUTOR (2013).

f) Hipótese 6

Cabo superior correspondente às 6 barras centrais;
Cabos inferiores correspondentes a 4 barras.

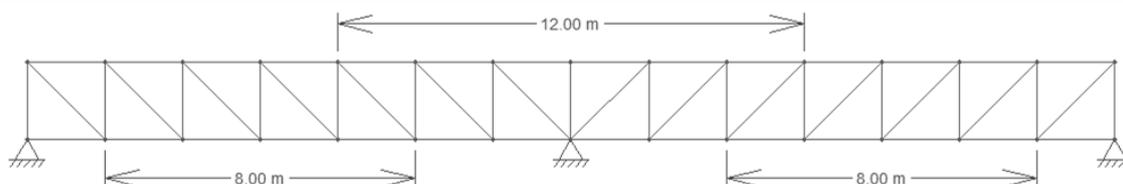


FIGURA 4-18 - CONFIGURAÇÃO DA TRELIÇA - HIPÓTESE 6
FONTE: O AUTOR (2013).

4.3.1.2 Análise

As barras foram numeradas como mostra a figura abaixo

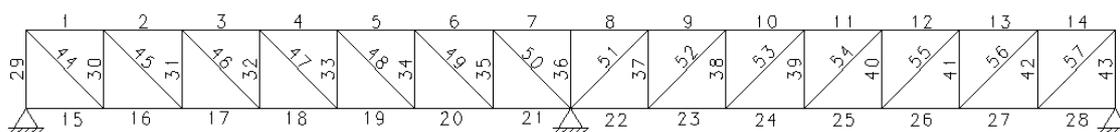


FIGURA 4-19 – NUMERAÇÃO DAS BARRAS
FONTE: O AUTOR (2013).

A TABELA 4-16 compara a redução percentual¹¹ de área da seção necessária para dimensionamento após a aplicação da protensão, que é diretamente proporcional à redução da sollicitação axial em cada barra. Os valores destacados em cinza são as maiores reduções obtidas em cada barra após a aplicação da protensão, entre as 6 hipóteses. Para a previsão da redução de área da seção foi realizado um simples dimensionamento

¹¹ Os valores superiores a 100% indicam um aumento da seção necessária no dimensionamento.

confrontando tensão admissível, força axial e área necessária, excluindo a princípio a análise de instabilidades nos casos das barras comprimidas.

TABELA 4-16 – COMPARAÇÃO ENTRE AS 6 HIPÓTESES NO CASO P=50 KN

Barra	Treliça sem protensão	Redução percentual na seção da barra						
		HIP 1	HIP 2	HIP 3	HIP 4	HIP 5	HIP 6	
BANZO SUPERIOR	1	-24,2	17%	17%	10%	16%	22%	21%
	2	-38,5	21%	21%	14%	20%	28%	27%
	3	-42,7	29%	29%	18%	27%	38%	36%
	4	-37	44%	44%	28%	42%	58%	55%
	5	-21,2	97%	97%	60%	91%	-109%	-115%
	6	4,5	-562%	-562%	-342%	-598%	-391%	-427%
	7	40,2	53%	53%	80%	57%	31%	35%
	8	40,2	53%	53%	80%	57%	31%	35%
	9	4,5	-562%	-562%	-342%	-598%	-391%	-427%
	10	-21,2	97%	97%	60%	91%	-109%	-115%
	11	-37	44%	44%	28%	42%	58%	55%
	12	-42,7	29%	29%	18%	27%	38%	36%
	13	-38,5	21%	21%	14%	20%	28%	27%
	14	-24,2	17%	17%	10%	16%	22%	21%
BANZO INFERIOR	15	-22,7	-148%	-117%	-128%	-177%	-166%	-194%
	16	1,5	-1353%	-1833%	-1560%	-913%	-1187%	-740%
	17	15,8	-155%	-200%	-165%	-111%	-147%	-103%
	18	20	-143%	72%	-143%	-107%	-143%	-107%
	19	14,2	-122%	72%	-133%	-177%	-113%	-187%
	20	-1,5	-880%	-407%	-1087%	-1387%	-707%	-1220%
	21	27,3	-167%	-193%	-150%	-138%	-181%	-152%
	22	27,3	-167%	-193%	-150%	-138%	-181%	-152%
	23	-1,5	-880%	-407%	-1087%	-1387%	-707%	-1220%
	24	14,2	-122%	72%	-133%	-177%	-113%	-187%
	25	20	-143%	72%	-143%	-107%	-143%	-107%
	26	15,8	-155%	-200%	-165%	-111%	-147%	-103%
	27	1,5	-1353%	-1833%	-1560%	-913%	-1187%	-740%
	28	-22,7	-148%	-117%	-128%	-177%	-166%	-194%
VERTICAIS	29	-24,2	17%	17%	10%	16%	22%	21%
	30	-14,2	29%	29%	18%	27%	38%	-164%
	31	-4,2	98%	98%	60%	90%	-129%	-121%
	32	5,8	71%	71%	43%	66%	91%	88%
	33	15,7	26%	26%	17%	25%	34%	33%
	34	25,7	16%	16%	10%	15%	21%	20%
	35	35,7	11%	11%	7%	11%	15%	14%
	36	-0,1	0%	0%	0%	0%	0%	0%
	37	35,7	11%	11%	7%	11%	15%	14%

38	25,7	16%	16%	10%	15%	21%	20%
39	15,7	26%	26%	17%	25%	34%	33%
40	5,8	71%	71%	43%	66%	91%	88%
41	-4,2	98%	98%	60%	90%	-129%	-121%
42	-14,2	29%	29%	18%	27%	38%	-164%
43	-24,2	17%	17%	10%	16%	22%	21%
<hr/>							
44	34,2	17%	17%	11%	16%	22%	21%
45	20,1	29%	29%	18%	27%	38%	36%
46	6	97%	97%	60%	90%	-127%	-122%
47	-8,1	72%	72%	46%	68%	94%	90%
48	-22,2	26%	26%	16%	25%	35%	33%
49	-36,4	16%	16%	89%	15%	21%	20%
50	-50,4	12%	12%	89%	11%	15%	14%
51	-50,4	12%	12%	89%	11%	15%	14%
52	-36,4	16%	16%	89%	15%	21%	20%
53	-22,2	26%	26%	16%	25%	35%	33%
54	-8,1	72%	72%	46%	68%	94%	90%
55	6	97%	97%	60%	90%	-127%	-122%
56	20,1	29%	29%	18%	27%	38%	36%
57	34,2	17%	17%	11%	16%	22%	21%

FONTE: O AUTOR (2013).

As forças axiais no banzo superior foram reduzidas em todas as hipóteses, sendo a maior redução encontrada na hipótese 5. Para o banzo inferior e as barras verticais o resultado não foi tão positivo nessa hipótese, pois algumas barras tiveram suas forças axiais em módulo aumentadas. Para essas barras, as melhores hipóteses foram a 2 e a 3, respectivamente. A hipótese 3 também foi a mais redutora para as barras diagonais.

Deve-se levar em conta que as barras vinculadas aos nós que recebem diretamente a força de protensão possuem uma tensão de compressão ou tração muito alta.

Na protensão da treliça, as forças solicitantes nas barras foram reduzidas como o esperado. Nas barras em que não houve redução, o aumento da solicitação foi pequeno, não invalidando a protensão. A hipótese escolhida para análise da força de protensão é a número 3, pois é quase tão

eficiente quanto as hipóteses 5 e 2 nas barras em que essas hipóteses foram mais redutivas, e tem um melhor resultado para barras verticais e diagonais.

4.3.2 Força de protensão

4.3.2.1 Hipóteses

O TABELA 4-17 mostra resultados análogos aos da TABELA 4-16, somente para a hipótese 3 para cargas de protensão de 10, 50 e 100KN. A cor cinza indica as maiores reduções para cada barra entre as 3 cargas de protensão analisadas.

TABELA 4-17 – COMPARAÇÃO ENTRE AS 3 CARGAS DE PROTENSÃO

		REDUÇÃO PERCENTUAL NA SEÇÃO TRANSVERSAL DA BARRA		
		P=10KN	P=50KN	P=100KN
		HIP. 3	HIP. 3	HIP. 3
Banzo superior	Sem protensão			
	-24,2	2%	10%	21%
	-38,5	3%	14%	27%
	-42,7	4%	18%	36%
	-37	6%	28%	56%
	-21,2	12%	60%	121%
	4,5	69%	342%	684%
	40,2	16%	80%	159%
	40,2	16%	80%	159%
	4,5	69%	342%	684%
	-21,2	12%	60%	121%
	-37	6%	28%	56%
	-42,7	4%	18%	36%
	-38,5	3%	14%	27%
-24,2	2%	10%	21%	
Banzo inferior	-22,7	26%	128%	256%
	1,5	313%	1560%	3120%
	15,8	33%	165%	329%
	20	29%	143%	286%
	14,2	27%	133%	265%
	-1,5	213%	1087%	2173%

	27,3	10%	150%	99%
	27,3	10%	150%	99%
	-1,5	213%	1087%	2173%
	14,2	27%	133%	265%
	20	29%	143%	286%
	15,8	33%	165%	329%
	1,5	313%	1560%	3120%
	-22,7	26%	128%	256%
Horizontais	-24,2	2%	10%	21%
	-14,2	196%	18%	36%
	-4,2	188%	60%	121%
	5,8	9%	43%	88%
	15,7	3%	17%	33%
	25,7	2%	10%	20%
	35,7	1%	7%	14%
	-0,1	0%	0%	0%
	35,7	1%	7%	14%
	25,7	2%	10%	20%
	15,7	3%	17%	33%
	5,8	9%	43%	88%
	-4,2	188%	60%	121%
	-14,2	196%	18%	36%
-24,2	2%	10%	21%	
Diagonais	34,2	2%	11%	92%
	20,1	3%	18%	36%
	6	12%	60%	122%
	-8,1	9%	46%	90%
	-22,2	4%	16%	33%
	-36,4	2%	89%	20%
	-50,4	1%	89%	14%
	-50,4	1%	89%	14%
	-36,4	2%	89%	20%
	-22,2	4%	16%	33%
	-8,1	9%	46%	90%
	6	12%	60%	122%
	20,1	3%	18%	36%
	34,2	2%	11%	92%

FONTE: O AUTOR (2013).

4.3.2.2 Análise dos resultados

No caso da carga de protensão igual a carga solicitante em cada nó (10 KN), houve uma redução de solicitação em quase todas as barras. Quantificar em custo a economia da redução dessas solicitações implicaria no dimensionamento a fundo dos perfis metálicos e comparar o custo da protensão com a economia a partir da redução do tamanho dos perfis.

Quando a carga de protensão (P) foi 10 vezes superior (100 KN) a carga solicitante nos nós, o desempenho foi o melhor nas barras do banzo superior, porém ao longo da treliça houve tração em excesso em barras que originalmente eram comprimidas e vice-versa, aumentando em módulo o valor da força axial atuante nestas.

A carga P igual a cinco vezes as cargas solicitantes nos nós (50 KN) mostrou-se a melhor opção, pois sendo intermediária entre as outras cargas atuou de forma mais positiva que quando com $P=10\text{KN}$ e não apresentou os problemas como no caso de $P=100\text{KN}$.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conforme se demonstrou no desenvolvimento deste trabalho final de curso, a protensão em estruturas metálicas pode ser uma ótima solução no combate de solicitações cujos parâmetros extrapolam limites convencionais. Ressaltam-se as aplicações da protensão em grandes vãos e altos carregamentos, uma vez que podem configurar flechas acima dos limites da norma e altos esforços solicitantes.

Ao longo da revisão da literatura, procurou-se aliar conceitos teóricos - provenientes de diversas fontes e autores -, bem como a análise de flechas com a tensão limite nas faces mais solicitadas da seção e, por fim, com as verificações de resistência aos principais esforços solicitantes. Como resultado deste estudo, o processo de dimensionamento e verificação se tornou um conjunto das considerações dos autores estudados.

No que tange ao dimensionamento da protensão nesse tipo de estrutura, vários fatores limitantes merecem destaque. Nessa vereda, a flecha foi um dos determinantes da força de protensão, em epítome, devidos aos vãos de porte considerável.

Interessante se faz notar como, em uma primeira situação, a flecha justificou o uso da protensão, em suma porque combate uma possível flecha final maior do que os limites impostos pela norma. Em outra linha de análise, a deformação ocasionada pela protensão pode também corresponder a um limitante, tendo em vista a contra flecha gerada na situação em vazio, a qual pode ultrapassar os limites previstos normativamente.

Considerando o percurso aqui efetivado, recomenda-se a definição de um perfil com rigidez suficiente para atender aos limites da contra flecha. Esse perfil deve, também, constituir-se racional o suficiente para que a protensão venha de auxílio. Caso contrário, a protensão é desnecessária.

Nesse mesmo prisma de análise, as verificações da flexocompressão, de modo análogo, mostraram-se bastante estritas. Inclusive, revelou-se fator limitante em um dos exercícios realizados. De outra parte, essa proximidade do limite consiste em fator positivo, pois, no caso em tela, indica um perfil bem dimensionado.

De igual forma, nota-se ainda que, caso as configurações da viga e do carregamento não sejam extremas o suficiente, a opção pela protensão pode ser preterida pela escolha de um perfil maior, evitando os custos representativos com materiais e operações de protensão.

No estudo de traçado de cabos em treliças, percebe-se que para cada hipótese de traçado há ganhos diversos para os diferentes tipos de barra, sendo essas as barras do banzo superior e inferior, as diagonais e as verticais.

Em remate, não foi possível determinar um traçado em que haja benefícios para todos os tipos de barras. Afinal, todas as hipóteses conhecidas conferem redução de tensões em determinadas barras.

Tendo por base esses princípios norteadores, o modelo de protensão de estruturas metálicas não representa uma solução adequada e aplicável a casos genéricos. Assim sendo, nas situações em que há possibilidade de aplicá-lo, benefícios funcionais podem ser alcançados, a exemplo da redução da flecha. Além disso, a racionalização da seção justifica a opção pelo método, caso seja tamanha a ponto de compensar os custos despendidos com a protensão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, T. **Reforço de vigas de concreto armado por meio de cabos externos protendidos**. 201 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos, 2001.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES. **AISC 360-05**. Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, 2005.

ARCELOR MITTAL. **Fios e cordoalhas para concreto protendido**. Disponível em: <https://www.belgo.com.br/produtos/construcao_civil/fios_cordoalhas/pdf/fios_cordoalhas.pdf>. Acesso em 1/8/2013. [São Paulo], dez. 2010. Catálogo.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2007**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7197:1989**: Projeto de estruturas de concreto protendido - Procedimento. Rio de Janeiro, 2007, p.34.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7483:2005**: Cordoalhas de aço para concreto protendido - Requisitos. Rio de Janeiro, 2008, p.7.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800:2008**: Projeto de estruturas de aço em edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

BELENYA.E. **Prestressed Load-Bearing Metal Structures**. Moscou: Mir Publishers, 1977. Traduzido do russo por I.V. Savin, Moscou: Mir Publishers 1990.

BELLETTI, B.; GASPERI; A. Behavior of prestressed steel beams. **Journal of Structural Engineering – ASCE**, set. 2010, p. 9 [S.l.].

BENOUAICH, D. **Précontrainte extérieure des ponts**. Pesquisa requerida. Lausanne, jun. 2000.

CAMPOS, C., **Análise do Comportamento à Flexão de Vigas Protendidas com Cabos Externos Sintéticos**. Tese (Doutorado), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1999.

THE EUROPEAN UNION PER REGULATION. **EUROCODE 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints**. [England], 2005.

FERREIRA, A. **Vigas metálicas protendidas: análise estática, modal e ruptura do cabo de protensão e aplicativo computacional para projetos**. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil), Departamento de engenharia civil e ambiental – Universidade de Brasília. Brasília, mai. 2007.

GUARNIER, C.; ARAÚJO, E. Metodologias de detalhamento de estruturas metálicas. **Construção Metálica**. [S.l.], p. 33-35, [2010].

GERDAU. **Perfis estruturais Gerdau – Tabela de bitolas**. Disponível em: <http://www.comercialgerdau.com.br/produtos/download/16_Perfil_Estrutural_tabela_de_bitolas.pdf>. Acesso em 30/6/2013. [São Paulo], 20-. Catálogo.

MUTTONI, A. **Conception et dimensionnement de la précontrainte**. Lausanne : École Polytechnique Federale de Lausanne, 2012.

NELSEN, A.; SOUZA, A. Dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto protendidas. **Revista Construção Metálica**. ed. 109, mai. 2013. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/artigos-tecnicos-ler.php?cod=5815>>. Acesso em 7/6/2013.

NUNZIATA, V. **Strutture in acciaio precompresso**. 2 ed. Palermo: Dario Flaccovio Editore, 2004.

NUNZIATA, V. Prestressed Steel Structures – Strutture in acciaio precompresso. In: CONGRESSO C.T.A. - COSTRUIRE IN ACCIAIO. **Anais...** Palma Campania: Studio tecnico do Ingegneria Civile, out. 1999.

PATAKI, G.; BOARDMAN, J. **Prestressed concrete construction manual**. New York: New York State Department of Transportation – Structures design and construction division, set. 2000.

REIS, F., **Influência do Nível de Protensão na Deformação de Estruturas Executadas com Protensão Externa**. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2003.

REZENDE, C. **Análise estrutural de vigas metálicas protendidas**. 119 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) – Programa de pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória, 2004.

RUDLOFF. **Catálogo de Concreto protendido**. 5 ed. [São Paulo], mai. 2012. Catálogo. Disponível em:
<http://www.rudloff.com.br/downloads/catalogos/catalogo_concreto_protendido-site.pdf>. Acesso em 1/8/2013.

SAMPAIO JR., C. **Dimensionamento econômico de vigas protendidas de aço**. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil), Escola de engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo. São Carlos, nov. 1976.

SENGPUTA, A.; MENON, D. **Prestressed Concrete Structures**. [Madras]: Indian Institute of Technology Madras.

STRUTTURA E ARCHITETTURA, 17., 1999, Napoli. **Anais...** Palma Campania: Studio Tecnico di Ingegneria Civile, 1999. p. 8-9.

TROITSKY, M. S. **Prestressed steel bridges theory and design**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1990.

ANEXOS

ANEXO 1 – DESLOCAMENTOS MÁXIMOS PERMITIDOS POR NORMA ...	184
ANEXO 2 - CÁLCULO DE A_n E COEFICIENTE C_t	185
ANEXO 3 - ESBELTEZ LIMITE DOS ELEMENTOS DA SEÇÃO.....	189
ANEXO 4 - CÁLCULO DO FATOR DE REDUÇÃO Q.....	191
ANEXO 5 - PARÂMETROS λ , λ_p e λ_r :	193

ANEXO 1 – DESLOCAMENTOS MÁXIMOS PERMITIDOS POR NORMA

Tabela C.1 — Deslocamentos máximos

Descrição	δ^a
- Travessas de fechamento	$L/180^b$
	$L/120^{c,d}$
- Terças de cobertura ^{e)}	$L/180^e$
	$L/120^f$
- Vigas de cobertura ^{e)}	$L/250^h$
- Vigas de piso	$L/350^h$
- Vigas que suportam pilares	$L/500^h$
Vigas de rolamento: ^{g)} - Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN - Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas - Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN - Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas - Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	$L/600^i$ $L/800^i$ $L/1000^i$ $L/400$ $L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento: - Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base - Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	$H/300$ $H/400^{k,l}$
Edifícios de dois ou mais pavimentos: - Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base - Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$H/400$ $h/500^m$
Lajes mistas	Ver Anexo Q

^a L é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço, H é a altura total do pilar (distância do topo à base) ou a distância do nível da viga de rolamento à base, h é a altura do andar (distância entre centros das vigas de dois pisos consecutivos ou entre centros das vigas e a base no caso do primeiro andar).

^b Deslocamento paralelo ao plano do fechamento (entre linhas de tirantes, caso estes existam).

^c Deslocamento perpendicular ao plano do fechamento.

^d Considerar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento (vento no fechamento) com seu valor característico.

^e Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se as ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente.

^f Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento de sucção) com seu valor característico.

^g Deve-se também evitar a ocorrência de empoçamento, com atenção especial aos telhados de pequena declividade.

^h Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com essa viga, o deslocamento vertical também não deve exceder a 15 mm.

ⁱ Valor não majorado pelo coeficiente de impacto.

^j Considerar combinações raras de serviço.

^k No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não pode ser superior a 50 mm.

^l O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm.

^m Tomar apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas.

FONTE: NBR 8800:2008 (p.117)

ANEXO 2 - CÁLCULO DE A_n E COEFICIENTE C_t

Área Líquida (A_n)

Em regiões com furos ou aberturas (tanto furos feitos para passagem de parafusos como os furos e/ou aberturas para qualquer outra finalidade) a área líquida, A_n , de uma barra é definida no item 5.2.4 da NBR, como sendo a soma dos produtos da espessura pela largura líquida de cada elemento (ou seja, para seções compostas por elementos, a largura líquida do elemento da seção é sua largura descontando os furos). Para o cálculo da largura líquida considera-se:

- Em ligações parafusadas, o diâmetro dos furos deve ser considerado 2,0 mm maior que o diâmetro real destes furos. Isto se deve ao fato de que ocorrem danos mecânicos no aço ao redor do furo, durante o processo de furação. Como exemplo, caso se utilize o chamado furo-padrão para executar uma ligação parafusada, o diâmetro teórico do furo é: $d_f = d_b + 1,5\text{mm}$ (onde d_f é o diâmetro teórico do furo e d_b é o diâmetro do parafuso utilizado na ligação).
- No caso de uma série de furos distribuídos transversalmente ao eixo da barra, em diagonal a este eixo ou em zig-zag, a largura líquida desta parte da barra deve ser calculada deduzindo-se da largura bruta a soma das larguras de todos os furos em cadeia, e somando-se para cada linha ligando dois furos a quantidade $s^2/(4g)$, sendo s e g os espaçamentos longitudinal e transversal entre estes dois furos (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**);
- A largura líquida crítica será determinada para a cadeia de furos que produza a menor largura líquida dentre as possíveis linhas (possibilidades) de ruptura;
- Para cantoneiras, o gabarito g dos furos em abas opostas deve ser considerado igual a soma dos gabaritos medidos a partir da aresta da cantoneira, subtraída de sua espessura;
- Na determinação da área líquida de seção que compreenda soldas de tampão ou soldas de filete em furos, a área do metal da solda deve ser desprezada.

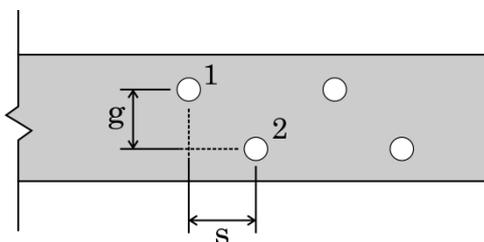


Figura: Espaçamentos longitudinal e transversal entre estes dois furos.

Em regiões onde não existam furos a área líquida deve ser tomada igual a área bruta da seção transversal

Coeficiente de Redução – C_t

O coeficiente de redução da área líquida tem os seguintes valores:

- a) Quando a força de tração for transmitida diretamente para cada um dos elementos da seção transversal da barra, por soldas ou parafusos:

$$C_t = 1,00$$

- b) Quando a força de tração for transmitida somente por soldas transversais:

$$C_t = \frac{A_c}{A_g}$$

onde, A_c é a área da seção transversal dos elementos conectados.

- c) Nas barras com seções transversais abertas, quando a força de tração for transmitida somente por parafusos ou por soldas longitudinais ou ainda por uma combinação de soldas longitudinais e transversais para alguns (não todos) os elementos da seção transversal (devendo, no entanto, 0,90 como limite superior, e não se permitindo ligações que resultem em um valor menor que 0,60)

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{\ell_c}$$

onde:

e_c - é a excentricidade da ligação, igual à distância do centro geométrico da seção da barra, G , ao plano de cisalhamento da ligação (em perfis com um plano de simetria, a ligação deve ser simétrica em relação a ele e são consideradas, para cálculo de C_t , duas barras fictícias e simétricas, cada uma correspondente ao plano de cisalhamento da ligação, por ex. duas seções T no caso de perfis I ou H ligados pelas mesas ou duas seções U, no caso desses perfis serem ligados pela alma- Figura.

ℓ_c - é o comprimento efetivo da ligação (esse comprimento, nas ligações soldadas, é igual a ao comprimento da solda na direção da força axial; nas ligações parafusadas é igual a distância do primeiro ao último parafuso da linha de furação com maior número de parafusos, na direção da força axial).

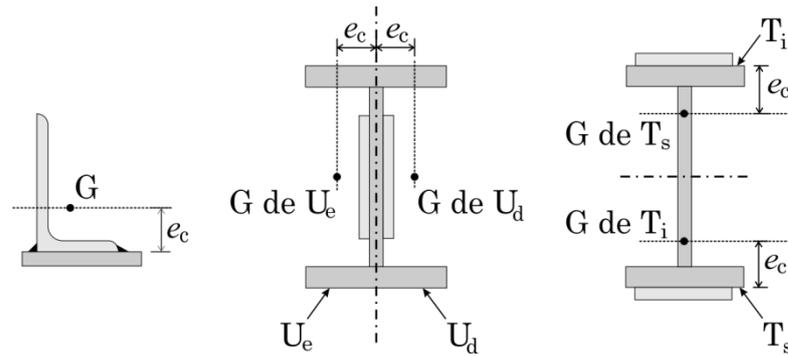


Figura: Excentricidades.

- d) Nas chapas planas, quando a força de tração for transmitida somente por soldas longitudinais ao longo de ambas as suas bordas, conforme a Figura.

$$C_t = 1,00 \text{ para } \ell_w \geq 2b$$

$$C_t = 0,87 \text{ para } 2b > \ell_w \geq 1,5b$$

$$C_t = 0,75 \text{ para } 1,5 > \ell_w \geq b$$

onde:

ℓ_w é o comprimento dos cordões de solda

b é a largura da chapa (distância entre as soldas situadas nas duas bordas).

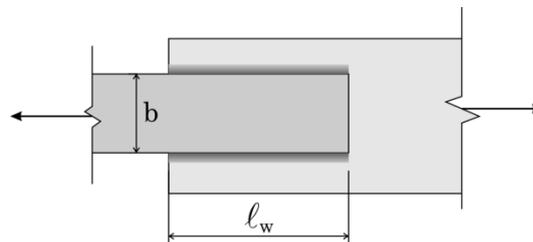


Figura: Chapas planas Soldadas.

- e) Como na alínea c), nas barras com seções tubulares retangulares, quando a força de tração for transmitida por meio de uma chapa de ligação concêntrica ou por chapas de ligação em dois lados opostos da seção, desde que o comprimento da ligação, ℓ_c , não seja inferior à dimensão da seção na direção paralela à(s) chapa(s) de ligação (Figura)

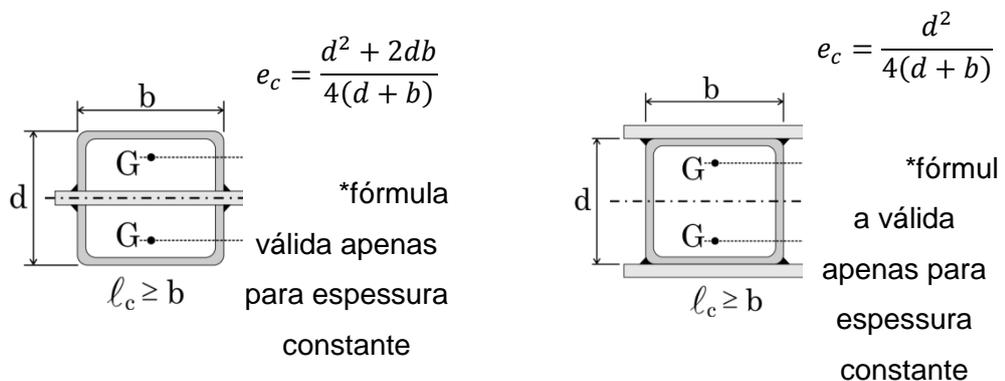


Figura: Excentricidade barras com seções tubulares.

- f) Nas barras com seções tubulares circulares, quando a força de tração for transmitida por meio de uma chapa de ligação concêntrica, indicada na Figura.
- Se o comprimento da ligação l_c for superior ou igual a 1,30 x o diâmetro externo da barra, então: $C_t = 1,00$.
 - C_t deve ser calculado como na alínea (c), se o comprimento da ligação for superior ou igual ao diâmetro da barra e inferior a 1,30 x esse diâmetro.

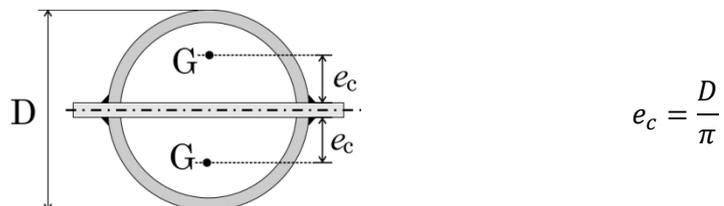
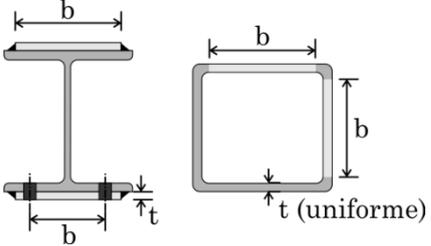
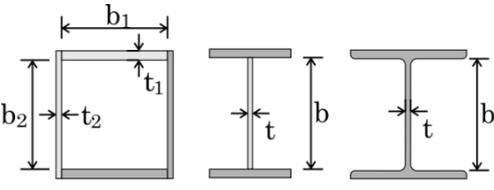
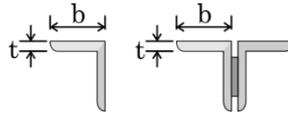
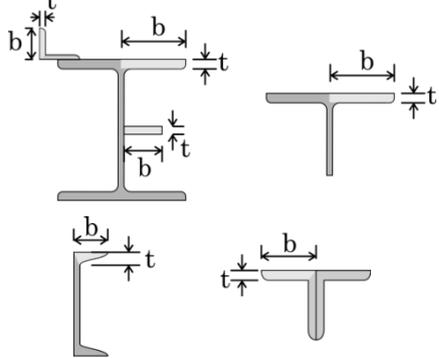
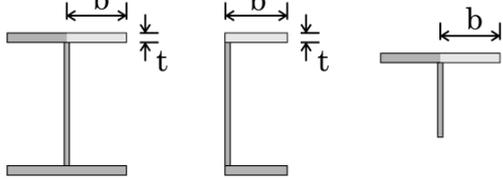


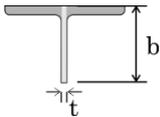
Figura: Excentricidades barras com seções tubulares.

FONTE: NBR 8800:2008 (p. 38)

ANEXO 3 - ESBELTEZ LIMITE DOS ELEMENTOS DA SEÇÃO

Grupo	Descrição dos Elementos	Alguns exemplos de b e t	$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim}$
AA	1 Mesas ou almas de seções tubulares retangulares; Lamelas e chapas de diafragmas entre linhas de parafusos ou soldas.		$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	2 Almas de seções I, H ou U; Mesas ou almas de seção caixão; Todos os demais elementos que não integram o grupo 1.		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	3 Abas de cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travejamento.		$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
AL	4 Mesas de seções I, H, T ou U laminadas; Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas.		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	5 Mesas de seções I, H, T ou U soldadas ¹² .		$0,64 \sqrt{\frac{E}{\left(\frac{f_y}{k_c}\right)}}$

¹² O coeficiente k_c é dado pela tabela F.2 da norma NBR 8800/2008.

	6 Almas de seções T.		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
--	-------------------------	--	-----------------------------

FONTE: NBR 8800:2008 (Tabela F.1. p.126)

ANEXO 4 - CÁLCULO DO FATOR DE REDUÇÃO Q

Determinação de Q_s - Elementos comprimidos AL (elementos comprimidos não enrijecidos)

Elementos do grupo 3 da tabela

$$Q_s = 1,340 - 0,76 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \text{caso} \quad 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\text{e, } Q_s = \frac{0,53E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad \text{caso} \quad \frac{b}{t} > 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Elementos do grupo 4 da tabela

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \text{caso} \quad 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\text{e, } Q_s = \frac{0,69E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad \text{caso} \quad \frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Elementos do grupo 5 da tabela

$$Q_s = 1,415 - 0,65 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{k_c E}} \quad \text{caso} \quad 0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}} < \frac{b}{t} \leq 1,17 \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}}$$

$$Q_s = \frac{0,90E k_c}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad \text{caso} \quad \frac{b}{t} > 1,17 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$$

com o valor de k_c definido anteriormente na página 5.

Elementos do grupo 6 da tabela

$$Q_s = 1,908 - 1,22 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \text{para}$$

$$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$Q_s = \frac{0,69E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad \text{para}$$

$$\frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

onde:

h é a altura da alma;

t_w é a espessura da alma;

b e t são a largura e espessura do elemento, respectivamente.

Se existirem dois ou mais elementos AL com fatores de redução Q_s diferentes, deve-se adotar o menor destes fatores.

Determinação de Q_a - Elementos comprimidos AA (elementos comprimidos enrijecidos)

O fator de redução Q_a das seções transversais com elementos comprimidos AA (elem. Comprimidos enrijecidos), cuja relação entre a largura e espessura ultrapassa os valores dados na tabela de $(b/t)_{lim}$ é dado por:

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g}$$

Onde A_g é a área bruta e A_{ef} é a área efetiva da seção transversal, dada por:

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t$$

Com o somatório estendendo-se sobre todos os elementos AA da seção transversal. Nesta expressão, b e t , são, respectivamente, a largura e espessura de um elemento AA, conforme tabela de $(b/t)_{lim}$; e b_{ef} é a largura efetiva do elemento comprimido AA, dada por:

$$b_{ef} = 1,92t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{C_a}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b$$

Onde C_a é um coeficiente, igual a 0,38 para as mesas ou almas de seções tubulares retangulares e 0,34 para todas as outras seções transversais e σ , pode ser tomado, de maneira conservadora, igual a f_y .

FONTE: NBR 8800:2008

ANEXO 5 - PARÂMETROS λ , λ_p e λ_r :

Tipo de seção e eixo de flexão	Estados-límites aplicáveis	M_r	M_{cr}	λ	λ_p	λ_r
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$(f_y - \sigma_r)W_c$ Ver nota 5	Ver nota 1	$\frac{L_b}{r_y}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 1
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W_c$ Ver nota 5	Ver nota 6	$\frac{b}{t}$ Ver nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com apenas um eixo de simetria situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia (ver Nota 9)	FLT	$(f_y - \sigma_r)W_c$ $\leq f_y W_t$ Ver nota 5	Ver nota 2	$\frac{L_b}{r_{yc}}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 2
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W_c$ Ver nota 5	Ver nota 6	$\frac{b}{t}$ Ver nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h_c}{t_w}$	$\frac{\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{f_y}}}{(0,54 \frac{M_{pl}}{M_r} - 0,09)}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia	FLM Ver nota 3	$(f_y - \sigma_r)W$	Ver nota 6	$\frac{b}{t}$ Ver nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 6
	FLA Ver nota 3	$f_y W_{ef}$ Ver nota 4	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$ Ver nota 4	$\frac{h}{t_w}$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções sólidas retangulares fletidas em relação ao eixo de maior	FLT	$f_y W$	$\frac{2,0C_b E}{\lambda} \sqrt{JA}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13E}{M_{pl}} \sqrt{JA}$	$\frac{2,0E}{M_{pl}} \sqrt{JA}$

momento de inércia						
Seções-caixão e tubulares	FLT	$(f_y - \sigma_r)W$	$\frac{2,0C_bE}{\lambda} \sqrt{JA}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13E}{M_{pl}} \sqrt{JA}$	$\frac{2,0E}{M_{pl}} \sqrt{JA}$
	Ver nota 7	Ver nota 5				
retangulares, duplamente simétricas, fletidas em relação a um dos eixos de simetria que seja paralelo a dois lados	FLM	$f_y W_{ef}$	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$	$\frac{b}{t}$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
		Ver nota 4	Ver nota 4	Ver nota 8		
	FLA	$f_y W$	-	$\frac{h}{t_w}$	Ver nota 10	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

A tabela 5.1 é geral e seus elementos são esclarecidos pela NBR 8800 em notas numeradas de 1 a 10. As observações da NBR estão colocadas a seguir, embora não seja seguido aqui exatamente a mesma ordem de apresentação da NBR.

$$1. M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w} \right)}$$

onde:

L_b – comprimento do trecho destravado;

I_y – momento de inércia da seção relativo ao plano médio da alma;

C_w – constante de empenamento da seção, fornecida nas tabelas de seções a NBR fornece duas expressões para cálculo de C_w como exemplo, a expressão para seções I: $C_w = \frac{I_y (d - t_f)^2}{4}$;

J – constante de torção da seção, também fornecida nas tabelas de seções (às vezes chamada de I_t). Expressões para C_w e J estão no item 4 – Anexo, do capítulo 4.

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \text{ onde:}$$

r_y é o raio de giração da seção, em torno do eixo principal perpendicular ao eixo de flexão;

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W}{E J} \quad \sigma_r \text{ é definida como tensão residual de compressão nas}$$

mesas e vale 30% de f_y (na NBR esta definição está na nota 9).

2. Para esse tipo de seção as expressões de se alteram, ficando:

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E \cdot I_y}{L_b^2} \left[\beta_3 + \sqrt{\beta_3^2 + \frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J \cdot L_b^2}{C_w} \right)} \right]$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_{yc} \cdot J \cdot \beta_1} \sqrt{\beta_2 + \sqrt{\beta_2^2 + \frac{27 C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}}$$

Pode-se notar que são semelhantes às equações da nota 1. As alterações devem-se ao fato da seção não ser duplamente simétrica e, portanto, com a parte da seção tracionada diferente da parte que é comprimida. Nas equações acima:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W_c}{E J}, \quad \beta_2 = 5,2 \beta_1 \beta_3 + 1$$

W_c é o módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção, calculado com relação ao eixo de flexão;

$$\beta_3 = 0,45 \left(d - \frac{t_{fs} + t_{fi}}{2} \right) \left(\frac{\alpha_y - 1}{\alpha_y + 1} \right)$$

t_{fs} e t_{fi} sendo as espessuras das mesas superior respectivamente, e $\alpha_y = \frac{I_{yc}}{I_{yt}}$ os módulos I_{yc} e I_{yt} são os momentos de inércia da mesa comprimida e da mesa tracionada, respectivamente, calculados com relação ao eixo que passa no plano médio da alma. Caso existam momentos positivos e negativos no trecho destravado, tomar a maior das inércias (com relação ao eixo mencionado). O valor alfa tem as seguintes limitações:

$1/9 \leq \alpha_y \leq 9$, e, para as seções, a soma da área da menor mesa com a da alma não deve ser superior à área da maior mesa.

O valor de C_w pode ser retirado das tabelas de perfis, ou utilizar a expressão a seguir (NBR 8800, anexo G, nota 2).

$$C_w = \frac{\left(d - \frac{t_{fs} + t_{fi}}{2} \right)^2}{12} \left(\frac{t_{fi} b_{fi}^3 t_{fs} b_{fs}^3}{t_{fi} b_{fi}^3 + t_{fs} b_{fs}^3} \right), \text{ com as definições de } b_{fi} \text{ e de } b_{fs}, \text{ análogas}$$

às de t_{fi} e de t_{fs} .

3. A nota 3 refere-se a verificação de seções U. É importante ressaltar que o caso indicado na tabela refere-se a seções U fletidas em torno do eixo de menor inércia.

O estado limite FLA somente se aplica à alma da seção, quando ela está comprimida pelo momento fletor; O estado limite FLM somente se aplica quando a extremidade livre das mesas for comprimida pelo momento fletor.

4. W_{ef} é o módulo de resistência mínimo elástico, relativo ao eixo de flexão, para uma seção que tem uma mesa comprimida. Para seções U fletidos em torno do eixo de menor inércia, W refere-se à alma comprimida.

No cálculo de W_{ef} , admite-se a largura b_{ef} , onde b_{ef} pode ser calculado como definido no capítulo 4, item 3.2 – determinação do coeficiente redutor Q , caso AA, fazendo $\sigma=f_y$.

Para alma de seção U, $b=h$, $t=t_w$ e $b_{ef}=h_{ef}$.

5. A nota 5 da NBR 8800, refere-se ao valor da tensão residual σ_r , que aqui foi colocado junto com o detalhamento dos elementos da nota 1.
6. Na verificação do estado limite FLM, o cálculo de M_{cr} de seções I, H e U (caso em que essas seções têm um comportamento não-compacto, conforme o item 5.1 – Introdução).

$$\text{Para perfis laminados: } M_{cr} = \frac{0,69E}{\lambda^2} W_c \text{ e } \lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}}$$

$$\text{Para perfis soldados: } M_{cr} = \frac{0,90E.k_c}{\lambda^2} W_c \text{ e } \lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}}$$

Todos os elementos dessas equações foram definidos anteriormente, quanto a k_c , ele é calculado como exposto no capítulo 4:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}, 0,35 \leq k_c \leq 0,76$$

7. Refere-se a verificação de flexão em seções caixão retangulares. Observa que a verificação do estado limite FLT somente é aplicável quando o eixo de flexão for o de maior inércia.
8. A relação b/t , mostrada na tabela da NBR, refere-se à relação largura da mesa comprimida sobre sua espessura, porém b tem definições diferentes conforme a seção transversal.

Para seções I e H com ao menos um eixo de simetria, b é a metade da largura da mesa comprimida – $b_i/2$.

Para seções U é a largura total da mesa comprimida – b_f .

Para seções caixão é a distância livre entre as almas.

9. Para valores da nota 9 da tabela da NBR 8800, ver os valores de α_y , que já foram definidos na nota 2.

10. Para seções caixão: $\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Para seções tubulares retangulares: $\lambda_p = 2,42 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Determinação de C_b

A verificação de FLT quando $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, pode exigir o cálculo do parâmetro C_b , chamado de fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme. Esse cálculo refere-se a situações onde o diagrama de fletores não é uniforme no trecho destravado de viga (chamado de L_b). O cálculo de C_b é apresentado na NBR 8800, item 5.4.2.3 e 5.4.2.4. No caso de ambas as mesas serem destravadas, a expressão de C_b é:

$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{\text{máx}}}{2,5M_{\text{máx}} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3,0$$

Onde:

$M_{\text{máx}}$ – Maior momento fletor, em módulo, do trecho destravado;

M_A – Valor de M_{sd} , em módulo, na seção situada a um quarto do comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda;

M_B – Valor de M_{sd} , em módulo, no centro do trecho destravado;

M_C – equivalente a M_A , na seção a três quartos do comprimento destravado;

R_m – parâmetro de monossimetria, igual a 1,00 em todos os casos, com exceção de: seções com um eixo de simetria, fletidas com relação ao eixo que não é de simetria, no caso em que são submetidas à curvatura reversa;

$$R_m = 0,5 + 2(I_{yc} / I_y)^2$$

I_{yc} – Inércia da mesa comprimida com relação ao eixo de simetria. Como a curvatura é reversa, trata-se da mesa com menor inércia;

I_y – Inércia da seção com relação ao eixo de simetria.

$C_b = 1,00$ em trechos em balanço, entre o trecho com restrição a deslocamento

lateral e a extremidade livre.

De modo geral o M_{Rd} é constante ao longo do trecho destravado, com exceção de seções com um eixo de simetria, fletidas com relação ao eixo que não é de simetria, e sujeitas à curvatura reversa. Cada mesa terá seu M_{Rd} que deverá ser igual ou superior ao M_{sd} que comprime a mesa correspondente.

O caso em que uma das mesas está contida lateralmente de modo contínuo e a outra está livre, a NBR 8800 (5.4.2.4) fornece as seguintes expressões, válidas para:

Seções I, H e U, fletidas em relação ao eixo de inércia perpendicular à alma;

Seções caixão e seções tubulares retangulares, fletidas em relação a um eixo central de inércia.

- a) Quando a mesa com contenção lateral estiver tracionada em pelo menos uma extremidade do comprimento destravado:

$$C_b = 3,00 - \frac{2 M_1}{3 M_0} - \frac{8 M_2}{3 (M_0 + M_1)}$$

onde:

M_0 – maior M_{Sd} , tomado com sinal negativo, que comprime a mesa livre na extremidade do comprimento destravado;

M_1 – M_{Sd} na outra extremidade do comprimento destravado. Se M_1 comprime a mesa livre entra na expressão com sinal negativo. Se M_1 traciona, entra com sinal positivo no segundo termo e com valor zero no terceiro;

M_2 – M_{Sd} na seção central do trecho destravado. $M_2 > 0$ se tracionar a mesa livre e $M_2 < 0$ se tracionar a mesa com contenção lateral contínua.

- b) Em trechos com momento nulo nas extremidades, submetidos a uma força transversal uniformemente distribuída, com apenas a mesa tracionada contida lateralmente contra deslocamento lateral – $C_b = 2,00$
- c) Em todos os outros casos – $C_b = 1,00$.

Para verificação do estado limite FLT, deve-se tomar como M_{Sd} o maior momento fletor que comprime a mesa livre.

(NBR 8800:2008, tabela G.1, p.130)